

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ УКРАИНЫ
НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ УКРАИНЫ
«КИЕВСКИЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ
имени ИГОРЯ СИКОРСКОГО»

На правах рукописи

Агадавуди Джольфаи Мани

УДК 624.159.042

**ФОРМИРОВАНИЕ ДИНАМИЧЕСКИ УСТОЙЧИВЫХ
ГРУНТОВЫХ МАССИВОВ В ОСНОВАНИЯХ ПОДЗЕМНЫХ
СООРУЖЕНИЙ**

05.15.09 – геотехническая и горная механика

**Диссертация
на соискание научной степени
кандидата технических наук**

Научный руководитель –
Самедов Ахмед Меджид огли,
доктор технических наук, профессор

Киев – 2017

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
РАЗДЕЛ 1 АНАЛИЗ МАССИВОВ СЛАБЫХ И СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТОВ В УСЛОВИЯХ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ.....	11
1.1 Анализ изученности намывного массива с подстилающими слоями из слабых и структурно-неустойчивых грунтов	11
1.2 Сравнение существующих способов проектирования и строительства на намывных массивах.....	14
1.3 Состояние изученности массивов слабых и структурно-неустойчивых грунтов под намытыми песками	15
1.4 Анализ фактического поведения массива из намытых песков на подстилающих лессовых просадочных грунтах	19
Выводы	23
РАЗДЕЛ 2 ИССЛЕДОВАНИЯ ВЛИЯНИЯ ИСТОЧНИКОВ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ НА МАССИВ ГРУНТОВ ЧЕРЕЗ КОНСТРУКЦИИ СООРУЖЕНИЙ.....	24
2.1 Классификация источников динамических нагрузок, действующих на грунтовый массив как основание сооружений и принципы, их определения	24
2.2 Теоретические исследования взаимодействия элементов сооружений с массивом из слабых и структурно-неустойчивых грунтов при динамических нагрузках	30
2.3 Экспериментальные исследования колебаний массива грунтов со слабыми подстилающими слоями под подошвой сооружения	38
2.4 Обоснования параметров моделирования массива со слабыми подстилающими слоями при динамических воздействиях	49
2.5 Сравнение результатов осадки основания	53
Выводы.....	61

РАЗДЕЛ 3 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СВОЙСТВ СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТОВ В МАССИВЕ	64
3.1 Определение свойств структурно-неустойчивых подстилающих слоев в массиве при статических и динамических нагрузках	64
3.2 Определение изменения прочностных параметров подстилающих структурно-неустойчивых грунтов при динамических нагрузках в массиве	74
3.3 Обоснование совместного влияния статическо-динамических нагрузок на осадку грунта под подошвой сооружений	84
3.4 Исследования выпирания подстилающих слоев в массиве под подошвой сооружений при статических и динамических нагрузках	88
Выводы	100
РАЗДЕЛ 4 ФОРМИРОВАНИЕ ВИБРОИЗОЛИРУЮЩЕГО ПОДАТЛИВОГО МАССИВА В СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВОМ ГРУНТЕ	102
4.1 Обоснование основных динамических характеристик массива как основания сооружения в условиях динамических нагрузок	102
4.2 Моделирование упруго-податливого виброизолирующего массива для основания сооружения из структурно-неустойчивого грунта	110
4.3 Определение динамических нагрузок, передаваемых через элементы конструкций сооружений на виброизолирующий упруго-податливый массив	122
Выводы.....	125
РАЗДЕЛ 5 ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ПРИЕМЫ ИЗМЕНЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ МАССИВА СЛАБОГО И СТРУКТУРНО- НЕУСТОЙЧИВОГО ГРУНТА.....	127
5.1 Анализ начальных характеристик распространенных неустойчивых грунтов	127
5.2 Разработка методики расчета параметров виброизолирующего упруго-податливого массива на устойчивость при динамических нагрузках	129

5.3 Определение размеров подошвы сооружений при слабых подстилающих слоях под прочным грунтом малой толщины (до 2 м) в массиве	141
5.4 Определение уширения подошвы сооружений для использования слабых подстилающих слоев в массиве под сооружениями	145
Выводы	152
ОБЩИЕ ВЫВОДЫ	154
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ	156
ПРИЛОЖЕНИЯ	172

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы. Сооружение подземных объектов различного назначения предусматривает наличие основания и подстилающего массива из структурно устойчивых грунтов. К таким грунтам относят намытые пески мощностью от 4,0 до 6,5 м, в отдельных случаях до 7,5 м, гравелистые и крупные пески, пески средней крупности в уплотненном состоянии, глины в твердом и полутвердом состоянии. За вычетом глубины размещения подземного сооружения мелкого заложения в слое намытого грунта под подошвой сооружения остается основание из намытого песка мощностью всего 0,5-1,5 м, которую подстилают природные структурно-неустойчивые грунты, общей мощности слоя намытого песка недостаточно для восприятия действующих нагрузок, особенно в динамическом режиме, присущем для большинства подземных сооружений промышленного назначения. Подстилающие грунты при динамических воздействиях подвергаются значительным деформациям от собственного веса в виде просадок и фактически не могут гарантировать эксплуатационной устойчивости оснований сооружений без применения предварительных инженерных мер. Эти меры часто не удовлетворяют требованиям по усилению слабых или структурно-неустойчивых грунтов, поскольку нередко деформации являются обратимыми процессами, которые восстанавливаются после исчезновения влияющих факторов. Например, силикатизация лессовых грунтов не ликвидирует просадочных свойств, поскольку силикатный раствор водорастворимый и в процессе эксплуатации сооружения вымывается, так что после определенного времени просадочные деформации могут повториться.

Исходя из изложенного, существует потребность в научном обосновании методов прогноза деформативности структурно-неустойчивых грунтовых массивов и в разработке практических мер по усилению оснований подземных сооружений на этих почвах в условиях динамических режимов эксплуатации, определяет актуальность темы диссертационной работы.

Связь работы с научными программами, планами, темами.

Диссертационная работа выполнялась на кафедре геостроительства и горных технологий НТУУ «КПИ» в соответствии с «Общегосударственной программой развития минерально-сырьевой базы Украины на период до 2030 года» (Закон Украины от 21 апреля 2011 № 3268-VI).

Цель и задачи исследования. Цель работы заключается в научном обосновании и разработке способов виброизоляции и укрепления слабых грунтовых оснований подземных сооружений и структурно-неустойчивых подстилающих слоев, подверженных динамическим воздействиям. Согласно поставленной цели определены следующие задачи исследований:

- Установить основные критерии оценки пригодности структурно-неустойчивых грунтов в основании сооружения в условиях заданных импульсных и периодических динамических нагрузок;
- Выполнить физическое моделирование и теоретически обосновать методы расчета виброизолирующих оснований подземных сооружений в условиях динамических нагрузок с учетом прочностных и структурных характеристик подстилающего грунтового массива;
- Разработать способы усиления оснований подземных сооружений и подстилающих слоев из слабых горных пород и структурно-неустойчивых грунтов, подверженных динамическим воздействиям.

Объект исследования – деформационные и реологические процессы в слабых грунтовых основаниях подземных сооружений мелкого заложения.

Предмет исследования – методы повышения виброизоляционной устойчивости грунтовых оснований подземных сооружений и усиления подстилающих слоев из слабых структурно-неустойчивых грунтов в условиях динамических режимов эксплуатации.

Методы исследований: Методологически исследования в рамках поставленных задач базируются на обобщении и анализе результатов предварительных исследований по тематике работы; основных положениях механики грунтов и горных пород; экспериментально-теоретических исследований

поведения слабых горных пород и структурно-неустойчивых грунтов в основании и подстилающих слоях подземных сооружений при статических и динамических нагрузках; моделировании грунтового массива совместно с подземным сооружением методом конечных элементов.

Научная новизна полученных результатов состоит в следующих научных положениях, в которых впервые:

- установлено, что критерием оценки несущей способности массива является условное расчетное давление, которое для работы грунтового основания в динамическом режиме должно составлять $R_0 \geq 0,25 \text{ МПа}$;

- для оснований сооружений из прочных грунтов малой мощности (0,5 - 2,0 м) с подстилающими слоями в пределах активной зоны из слабых или структурно-неустойчивых грунтов, эксплуатируемых в условиях динамических воздействий, обоснованно параметры виброзащитных слоев путем формирования предварительного уплотнения слабого грунтового массива, который улучшает его несущую способность за счет увеличения удельного веса γ_0 на 20%, угла внутреннего трения φ на 25%, модуля деформации E_0 на 25%, уменьшению влажности W на 30% (за счет отжима поровой воды), и дальнейшего заполнения образованных взрывом полос-траншей крепкими щебеночно-песчаными смесями с дополнительным их послойным уплотнением, укатыванием или трамбовкой;

- при отсутствии условий для создания виброизолирующего слоя предложено при определении предварительных размеров (ширины и длины) подошвы сооружения использовать величину условного расчетного давления R_0 слабого подстилающего слоя грунта вместо величины условного расчетного давления прочного грунта под подошвой сооружения малой толщины (0,5 - 2,0 м), которая входит в состав расчетного давления R , МПа при уточнении размеров подошвы сооружений. Это позволило при увеличении предварительных размеров подошвы уменьшить величину расчетного давления R и соответственно давления, передаваемого на прочный грунт малой толщины под подошвой распределить это давление на подстилающие слои из слабых или структурно-неустойчивых

грунтов, которые обеспечивают несущую способность, устойчивость и долговечность массива как основания сооружений.

Практические результаты работы заключаются в разработке конструкции и метода расчета упруго-податливых виброизолирующих оснований, состоящих из слабых пород и структурно-неустойчивых подстилающих грунтов для подземных сооружений при динамических нагрузках.

Предложен способ усиления оснований, состоящих из слабых и структурно-неустойчивых подстилающих грунтов с помощью взрыва.

Разработана методика расчета конструкций расширения размеров подошвы подземных сооружений, что позволяет использовать основания из слабых и структурно-неустойчивых грунтов. Рекомендовано конструкции упруго-податливых виброизолирующих оснований на слабых или подстилающих слоях с структурно-неустойчивых грунтов с заменой щебеночным слоем.

Личный вклад автора заключается в формировании цели и задачи исследований, основных научных положений диссертационной работы: [1] – проведен анализ уплотнения намывных песков и подстилающих слабых или структурно-неустойчивых грунтов взрывом; [2] – рассмотрено виброизолированные и упруго-податливые щебеночные основания для подземных сооружений; [3] – проанализированы расширения подошвы сооружения для использования слабых подстилающих слоев в массиве под сооружением; [6] – проанализирован коэффициент жесткости оснований в неоднородных геологических условиях; [7] – изучены процессы разрушения оснований подземных сооружений мелкого заложения из структурно-неустойчивых грунтов; [8] – рассмотрены условия нарушения устойчивости сооружений при кратковременно действующих динамических нагрузках на слабых грунтовых основаниях; [9] – рассмотрены некоторые механические параметры материалов для динамического расчета элементов конструкций подземных сооружений; [10] – проанализировано разрушение оснований подземных сооружений со слабыми подстилающими грунтами при динамических нагрузках; [11] – определено взаимодействие конструкций подземных сооружений с основанием из слабых

грунтов при динамических нагрузках от транспортного средства, технологических машин и механизмов; [12] – рассмотрено движение массива, как вязкопластичной среды по твердому слою при нарушении устойчивости склона от подземной выработки; [13] – математически моделировано колебания системы «передвижные нагрузки - бесконечно длинная балка - упругое основание, ослабленное подземной выработкой»; [14] – разработана методика расчета подземных сооружений на примере несимметричных рамных конструкций на структурно-неустойчивых просадочных грунтах; [15] – разработаны способы укрепления слабых глинистых грунтов фосфатными вяжущими; [16] – изучены способы нарушения оснований подземных сооружений мелкого заложения, которые состоят из подстилающих слоев из структурно-неустойчивых грунтов; [17] – проанализированы изменения контактных давлений под подошвой фундаментной балки переменной жесткости на основании с переменным коэффициентом постели.

Апробация результатов работы. Отдельные положения диссертационной работы докладывались на семинарах и научно-технических советах Института энергосбережения и энергоменеджмента НТУУ «КПИ» 2010-2014; VI-й международной конференции по проблемам горной промышленности, строительства и энергетики «Социально-экономические и экологические проблемы горной промышленности, строительства и энергетики», – Тул ГУ (Тула, 2010); X-й международной конференции Szkola Geomechaniki, Politechnika Sluska Wydzial Gornictwa I Geologii, Gliwice-Ustron (Польша, 2010); XIII-й всеукраинской научной конференции студентов, магистров и аспирантов «Современные проблемы экологии и геотехнологии», Житомирский государственный технический университет (Житомир, 2011); XV-ом международном симпозиуме Geotechnika - Geotechnics (Польша, 2012); VIII-й международной конференции по проблемам горной промышленности, строительства и энергетики «Социально-экономические и экологические проблемы горной промышленности, строительства и энергетики». - Тула - Донецк - Минск (Тула, 2012); XI-й международной конференции Skola Geotechniki, Gliwice - Ustron (Польша, 2013).

Публикации. По результатам исследований опубликовано 17 научных работ, в том числе 6 статей в ведущих профессиональных изданиях, 4 из которых включены в международные наукометрические базы, а также 1 статья в иностранном издании, 11 тезисов докладов в сборниках материалов конференций.

Структура и объем работы. Диссертация состоит из введения, пяти глав, общих выводов, трех приложений, списка литературных источников, который содержит 161 наименование. Основной текст изложен на 155 страницах печатного текста, содержит 57 рисунков и 14 таблиц.

РАЗДЕЛ 1 АНАЛИЗ МАССИВОВ СЛАБЫХ И СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТОВ В УСЛОВИЯХ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

1.1 Анализ изученности намывного массива с подстилающими слоями из слабых и структурно-неустойчивых грунтов

Ограничение строительства гражданских зданий и промышленных сооружений на пригодных земельных участках сельского хозяйства а также интенсивное развитие крупных городов и поселков требует освоения ранее непригодных для строительства массивов из слабых и структурно-неустойчивых грунтов путем гидромеханизированного намыва.

Гидромеханизированный способ намыва является одним из эффективных и высокопроизводительных способов комплексной механизации, обеспечивающий ускорение и повышение эффективности искусственных массивов, как оснований для строительства высотных жилых домов и тяжелых промышленных сооружений. В Украине намыв территорий под строительство производился в Киеве, Днепропетровске, Херсоне, Черкассах, Харькове, Запорожье, Днепродзержинске и других городах.

Опыт намыва территорий подтвердил рациональность применения гидромеханизации при инженерной подготовке оснований под строительство.

Изучением намыва территорий занимались В. И. Каминская [55], И. В. Лазарева [63], Н. Ф. Новиков [87; 88], С. А. Слюсаренко [127; 128], М. И. Хазанов [144], И. А. Шнеер [152] и др.

Намытые площади для строительства промышленных и гражданских сооружений используются не только в Украине, но и во многих других странах.

Опыт намыва на заторфованных и заболоченных территориях показал, что под пригрузкой намытого песка эти грунты сжимаются и уплотняются. Сжимаемость торфа велика, например, при нагрузке 0,2–0,3 МПа он может сжиматься и уменьшаться по мощности на 40–60 %. Угол внутреннего трения равный в естественном состоянии 0, при уплотнении достигает $20 \div 25^\circ$.

Для торфа, как известно, понятие гранулометрического состава заменяется степенью разложения или распада растительных остатков. Наиболее часто встречающиеся торфы со степенью разложения $15 \div 35 \%$ имеют следующие свойства: плотность скелета – $0,90 \div 1,05 \text{ г/см}^3$ или $9 \div 10,5 \text{ Н/см}^3$, влажность – $550 \div 1500 \%$, коэффициент пористости – $6 \div 15$, модуль общей деформации – $0,25 \div 0,6 \text{ МПа}$, угол внутреннего трения $5 \div 25^\circ$, сцепление – $0,001 \div 0,005 \text{ МПа}$, коэффициент фильтрации – $k_{\phi} = 10^{-2} \div 10^{-4} \text{ м/сут}$. Водопроницаемость торфа зависит от степени разложения и уплотнения, с увеличением которых коэффициент фильтрации резко уменьшается. Торф обладает малой водоотдачей, несмотря на высокую пористость. Для ускорения водоотдачи торфа при намыве песка должна соблюдаться послойная укладка песка крупной или средней крупности, что не превышает пригрузки $0,005 \text{ МПа}$ (т.е. толщиной слоя $0,4 \div 0,5 \text{ м}$) с уменьшенной консистенцией пульпы до $1:30$ или $1:40$, а затем осуществляться намыв через $20\text{--}40$ суток. Наиболее интенсивная осадка торфа под намытым песком происходит в первые $10\text{--}15$ суток после приложения нагрузки, затем скорость осадки постепенно снижается.

Под пригрузкой намытого песка в слабых подстилающих торфах и глинистых грунтах протекают процессы фильтрационной консолидации, которые вызывают уплотнения во времени. Здесь происходят деформации ползучести скелета торфа и слабых глинистых грунтов. Консолидация начинается при нагрузках, незначительно превышающих структурную прочность торфа. Структурная прочность зависит от коэффициента пористости и степени разложения торфа, например, для торфа со степенью разложения $25\text{--}30 \%$, $P_{стр} = 0,015 - 0,02 \text{ МПа}$. Уплотнение торфа и заторфованных грунтов под пригрузкой намытого песка происходит в основном вследствие уменьшения объема пор и сжатия фильтрационной воды из порового пространства.

Намывание площади из крупно- и среднезернистых песков повышает устойчивость искусственных оснований. При крупно- и среднезернистых намытых песках ускоряется осадка и дренирование, отжимание поровой воды из толщи заторфованного или слабоглинистого подстилающего грунта. Однако

слабые подстилающие грунты, такие как торф, заиленные суглинки и супеси, пылеватые пески, уменьшают несущую способность массивов как искусственных оснований, состоящих из крупно- и среднезернистых намытых песков, и являются источниками неравномерных осадок зданий и сооружений. Поэтому расчет несущей способности искусственных массивов как оснований из намытых песков, без учета наличия линз слабых подстилающих грунтов приводит к проявлению неравномерных осадок зданий и сооружений.

Это хорошо видно из исследований М. Ф. Новикова [87; 88], С. А. Слюсаренко [127; 128], Г. П. Степаненко [134].

Проводя натурные обследования многочисленных жилых домов, построенных на массивах из намытых песков со слабыми и структурно-неустойчивыми подстилающими грунтами, ученые пришли к выводу, что недостаточная оценка инженерно-геологических и гидрогеологических условий может привести к неожиданным катастрофическим последствиям. Ярким примером могут служить результаты наблюдений этих авторов: в натурных исследованиях двух жилых домов на намытых песках в жилом массиве Оболонь г. Киева. Основанием дома № 1 был массив из намытого песка глубиной 5–6 м, под намытым песком залегала торфяная супесь мощностью до 0,4 м. В средней части линза заторфованного суглинка составляла максимальную мощность 0,6 м. В качестве фундамента были применены сваи длиной 4 м и сечением 30x30 см с монолитным железобетонным ростверком. После возведения здания (дом № 1) в его средней части начали развиваться осадки со скоростью 2–3 см в год. Они достигли предельно допустимого значения и стабилизировались только спустя 7 лет.

Поскольку в слабых и структурно-неустойчивых подстилающих грунтах под намытыми песками фильтрационная консолидация протекает длительное время под нагрузкой намытых песков и под весом зданий и сооружений, поэтому осадки, рассчитанные по СНиП 2.02.01-83 «Основания зданий и сооружений» для зданий, построенных на намытых грунтах, оказываются заниженными [129]. При этом удлиняется в десятки раз период стабилизации осадок и их конечные величины, что требует более подробного изучения инженерно-геологических и

гидрогеологических условий строительной площадки, намытых площадей, а также учета более длительной деформируемости слабых и структурно-неустойчивых подстилающих грунтов и определения конечной консолидированной осадки.

1.2 Сравнение существующих способов проектирования и строительства на намывных массивах

Для проектирования объектов на массивах, состоящих из намывных песков, в документации должны быть приведены физико-механические свойства, прочностные и деформационные характеристики, зерновой состав, фильтрационные свойства намытых песков, а также характеристики слабых и структурно-неустойчивых подстилающих грунтов, способ намыва, начало и конец намыва.

Перед проектированием на пойменно-намытых территориях должны быть подробно изучены инженерно-геологические и гидрогеологические условия строительной площадки, проведены изыскания глубины возможного поднятия уровня грунтовых вод, наличие линз слабых и структурно-неустойчивых подстилающих грунтов, величины сжимаемости пойменных отложений, осадки от пригрузки намытых слоев до начала строительства и прогноз осадки после возведения сооружений, рельеф, геологическое строение слоёв, виды намытых грунтов и их свойства, участки на планах, где обнаружены сильносжимаемые грунты, такие как торф, заторфованные грунты, ил, сапропель и т.п.

При проектировании и выборе глубины заложения подземных сооружений на намывных участках в качестве основания может быть принят намытый песок или подстилающие грунты с более надежной прочностной характеристикой. Выбор несущего слоя по напластованию грунтов должен производиться в соответствии со схемой возможных вариантов геологического строения.

Если расчетные деформации массива из намытых песков больше допустимых, а подстилающие грунты обладают достаточной прочностью, намытые пески могут уплотняться глубинным вибрированием, взрывами и

другими способами.

При проектировании подземных сооружений на массивах из намытых песков осадки сооружений при эксплуатации не должны превышать предельной величины осадок для данных сооружений.

Превышение предельных абсолютных и средних осадок сооружений разрешается при обязательном обеспечении мероприятий, гарантирующих нормальную эксплуатацию подземных сооружений.

В случаях проектирования фундаментов мелкого заложения на намытых песках, где уровень грунтовых вод выше подошвы сооружений, должны быть предусмотрены способы водопонижения.

Существующая теория поверхностного уплотнения грунтов с помощью вибрационных механизмов развита в трудах Д. Д. Баркана [10], Г. М. Ляхова [66; 67], Л. П. Ставницера [133], Н. Я. Хархута [145], О. Л. Шехтера [151]; а уплотнения взрывом – в трудах А. А. Вовка [19–21], В. Г. Кравца [60], А. Ф. Лебедева [64], Л. Малверна [68], Г. И. Черного [148], W. Neoeerli [155], T. Kagman [156], B. K. Parkin [160] и других. Она позволяет определить необходимые параметры уплотненного массива и его несущую способность. Теоретические и опытные данные позволяют уплотнять в массиве намытые пески на глубину 3,5–6,0 м с увеличением несущей способности в 2–4 раза.

В настоящее время промышленностью серийно выпускаются мощные вибропогружатели типов ВП-1, ВПУ-30, ВП-75 и ВП-80, которые могут успешно применяться для уплотнения намытых песков, если подстилающие слои состоят из прочных грунтов.

1.3 Состояние изученности массивов слабых и структурно-неустойчивых грунтов под намытыми песками

Из практики строительства известно, что возведение и эксплуатация сооружений на слабых и структурно-неустойчивых грунтах представляют весьма значительные трудности; если не учитывать при проектировании сооружений

свойства этих грунтов и их изменения под влиянием некоторых внешних воздействий, то неизбежно будут возникать местные неравномерные осадки сооружений, возведенных на этих массивах.

В процессе намыва эти грунты остаются под намытыми песками, так как они залегают на большой глубине и имеют достаточно большую толщу напластования. Например, толщина лессового просадочного грунта доходит до 30м и более.

К структурно-неустойчивым грунтам относятся природные илы и коллоидно-глинистые грунты, болотные и полуболотные почвы, торфы и заторфованные грунты, лессы и лессовидные супеси, и суглинки, водонасыщенные мелкие и пылевидные пески, набухающие глины, мерзлые и вечномёрзлые грунты и т.д.

Все эти грунты при некоторых дополнительных воздействиях (замачивании, оттаивании, динамической нагрузке – вибрационной, ударной и т.п.) теряют структурную прочность и дают значительные местные осадки (просадки), протекающие с весьма большой скоростью.

Физические воздействия – увлажнение, оттаивание – особенно опасны для этих грунтов, так как сопровождаются потерей несущей способности из-за разрушения структурной связи, смывания цементационных слоев, растворения водорастворимых солей.

Одновременное действие механических (нагрузки) и физических воздействий на слабые и структурно-неустойчивые грунты увеличивает общую деформацию и создает большую просадку, достигающую 1,5 м и более (на примере лессовых просадочных грунтов).

Изучением особенностей структурно-неустойчивых грунтов занимались многие ученые.

В частности, изучению свойств лессовых грунтов посвящены труды Ю. М. Абелева [1], С. В. Аверьянова [2], В. П. Ананьева [4], Б. В. Дерягина [32], Н. В. Зуевской [49], А. А. Мустафаева [80; 81], В. А. Приклонского [95], Н. А. Цытовича [146; 147] и др.

В перечисленных исследованиях изучено состояние просадочных грунтов как в естественных условиях, так и при увлажнении.

Однако состояние просадочных грунтов под намытыми песками, которые увлажняются вследствие фильтрации воды из намытой пульпы и находятся под давлением веса намытых песков в массиве, не изучено. Естественно, учитывая при этом изменение текстуры, структуры при отжатии поровой воды, процесс консолидации этих грунтов требует длительного всестороннего исследования.

Набухание глинистых грунтов при взаимодействии с водой носит сложный физико-механический и физико-химический характер. Физическая природа и механизм процесса набухания глинистых грунтов нашли отражение в исследованиях Н. М. Герсевича [21; 22], А. А. Мустафаева [80; 81], Г. И. Покровского [92], А. М. Самедова [106; 114; 123; 124], Е. А. Сорочана [131; 132], В. А. Флорина [142] и др.

За рубежом изучению механизма набухания глинистых грунтов посвящены исследования L. O. Andersona [153], R. Littona [158] и др.

Однако, следует отметить, что механизм набухания глинистых грунтов под намытым песком в массивах как оснований сооружений требует специального изучения в натурных и лабораторных условиях.

Сжимаемость торфа и заторфованных грунтов велика, например: при нагрузке 0,2–0,3 МПа (от сооружений) он может сжиматься, уменьшаясь в мощности слоя на 40–60 %. Естественно, такое давление от собственного веса намытого слоя песка будет недостаточным для полного уплотнения торфа. Для торфа и заторфованных грунтов характерны степень разложения (загнивания органических остатков), резкое уменьшение фильтрации, малая водоотдача, длительное время консолидации и минерализации.

Осадки массивов, как оснований сооружений на намытых песках, где подстилающие грунты состоят из торфа или заторфованных грунтов, протекают весьма медленно, при этом вследствие длительности процесса консолидации и минерализации органических веществ и ползучести скелета органических масс, полного затухания осадок почти не происходит.

Понижение уровня грунтовых вод в массивах под намытым песком, где остались заторфованные грунты, может вызвать катастрофическое возрастание осадок массивов под сооружениями. Опыт строительства на торфах в г. Архангельске, на территории, осушаемой с помощью дренажа показал, что, несмотря на малые давления на грунт (около 0,05 МПа), осадки некоторых деревянных зданий достигли 3–4 м при неравномерности осадок 0,3–1,4 м, что привело к полному их разрушению.

Часто в массивах под намытым песком остаются иловые и болотные почвы. Они состоят из органических, минеральных и водно-коллоидных веществ. Органическая часть (более 15 %) – это растительные и животные организмы болот и водоемов, а минеральная часть представлена продуктами, приносимыми в водоем поверхностными и грунтовыми водами. В результате биохимических процессов, происходящих в анаэробных условиях под слоем воды, минеральные и органические продукты разлагаются и превращаются в коллоидальную, мягкую и жирную на ощупь массу, так называемый сапропель. По своим водно-физическим свойствам сапропели характеризуются следующими показателями: плотность зависит от влажности и находится в пределах 1,02–1,08 т/м³, плотность твердых частиц 1,5–1,8 т/м³, влажность 90–94 %. Фильтрация воды из сапропеля протекает очень медленно – за 30 суток удаляется около 60–65 % влажности. Прочность водонасыщенных сапропелей незначительна, модуль деформации не превышает 1,2–1,3 МПа.

Опыт проектирования и строительства высотных зданий в жилых массивах г. Киева показал, что в основании сооружений под намытыми песками остаются слабые подстилающие слои супесей, суглинков, пылеватых и мелкозернистых песков. От пульпы намывных песков эти слои увлажняются и доходят до вязко-текучего состояния. В случае наличия в массивах водоупора фильтрация не происходит, и эти грунты находятся в водонасыщенном (взвешенном) состоянии. При динамических нагрузках – во время забивки свай, движении транспорта, гидродинамических воздействиях, а также от действия нагрузок зданий при эксплуатации такой массив может разжижаться и переходить в текучее состояние.

Опасность явлений разжижения для прочности и устойчивости сооружений определяется не только самим фактом возникновения разжижения, но и характером его протекания. Большое влияние на возможные смещения сооружений оказывает время пребывания грунта в разжиженном состоянии и вязкость разжиженных масс.

Исследованиями механизмов разжижения грунта, в том числе песка, занимались Ю. М. Абелев [1], М. Н. Гольдштейн [24], П. Л. Иванов [50–52], Н. Н. Маслов [76], А. М. Рыжов [101], А. М. Самедов [103; 106; 116], В. А. Флорин [142], A. Casagrande [154], A. K. Liman [157], F. Muller [159] и др.

Имеющийся под массивом водоупор из глинистых грунтов преграждает на долгое время путь фильтрационному потоку из водонасыщенных грунтов, супесей, суглинков, песчаных аллювиальных отложений. Все эти грунты находятся во взвешенном состоянии долгое время и при достаточно малых динамических воздействиях сейсмического характера или других внешних нагрузках они приходят в движение, превращаясь в оползни-потоки.

Явления разжижения в массивах под намытым песком слабых и структурно-неустойчивых подстилающих грунтов требуют комплексных экспериментально-теоретических исследований.

1.4 Анализ фактического поведения массивов из намытых песков на подстилающих лессовых просадочных грунтах

Особым видом структурно-неустойчивых грунтов в массивах являются лессовые просадочные, которые при замачивании дают большие просадочные деформации, до 1,5 м и более. Эти грунты широко распространены в Украине (более 70 % территории), в Среднеазиатских республиках, Закавказье, Южной и Северной Америке, Новой Зеландии и Северной Африке, Франции, Польши, Северного Китая, Монголии и Индии и т.д.

В массивах, состоящих из лессовых глинистых грунтов весьма характерно макропористое строение, так же, как и их быстрое размокание в воде (особенно в

горячей воде). Достаточно опустить в стакан с водой небольшую пробу естественной структуры лессового грунта, как буквально через несколько секунд грунт вследствие потери связности начинает распадаться на пылевидные составляющие, даже не замутив воды.

Лессовые грунты в массивах под намытыми песками создают опасность в виде неожиданных максимальных деформаций зданий и сооружений, возведенных на этих массивах.

Лессовые грунты, образовавшиеся преимущественно из отложений пыли, переносимой ветром на соседние с пустынями и полупустынями области, сдеформировавшиеся под влиянием сухого климата, являются типичными просадочными грунтами. Строительство сооружений на массивах, состоящих из таких грунтов, а также на подстилающих под намытыми песками, затрудняются, так как без учёта свойств этого вида грунтов, оставшихся под намытыми песками, неизбежно возникнут чрезмерные неравномерные осадки массивов, как оснований сооружений, в несущих конструкциях сооружений появятся трещины, перекосы и другие недопустимые деформации вплоть до полного разрушения сооружений.

Так, например, известны просадки каналов в массивах из лессовых грунтов, достигающие 2–2,5 м по глубине, причем сбоку канала образуются трещины шириной раскрытия до 0,1–0,5 м; у доменных печей, возведенных на массиве из лессовых грунтов, наблюдались просадки более 1 м глубиной; у жилых 9-ти этажных домов на массиве из намытого песка, где подстилающими являлись лессовые просадочные грунты, возникали неравномерные просадки с сопровождением деформаций и развитием трещин в несущих конструкциях и т.п.

В естественных условиях лессовые грунты обычно имеют неполное насыщение водой ($W < 0,05$) и являются практически непросадочными; и чем меньше объемная влажность лессовых грунтов при этом, тем больше увеличивается способность их к просадке.

Просадочность массивов из лессовых грунтов следует рассматривать как комплексный процесс, обусловленный, с одной стороны, распадом неводостойких агрегатов, некоторым растворением солей в воде и выносом коллоидных частиц, с

другой – воздействием добавочного напряженного состояния. Только при определенной величине действующих сжимающих напряжений (давлений) возникают просадки замоченного лессового грунта (более 0,1 МПа).

Для количественной оценки лессовидных грунтов их монолитные образцы, взятые из шурфов, испытывают на сжимаемость. Вначале образец испытывают при естественной влажности, а после достижения проектного давления увлажняют его до полного насыщения, не снимая действующей нагрузки. В результате нарушения структурных связей возникает разрушение макро- пор и происходит значительное доуплотнение образца, коэффициент пористости уменьшается резко, скачкообразно (Рис. 1.1.).

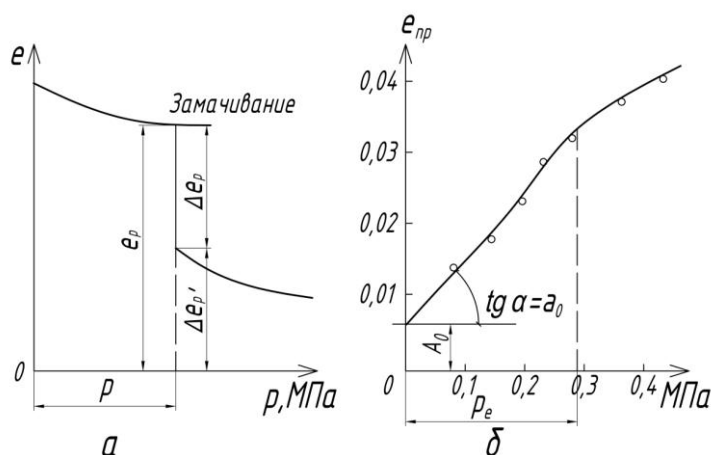


Рис. 1.1. Определение относительной просадочности лессовых грунтов: а – по компрессионной кривой при замачивании; б – зависимость относительной просадочности от величины внешнего давления

При дальнейшем увеличении давления коэффициент пористости e монотонно (почти равномерно) уменьшается.

Образец грунта необходимо замачивать при нагрузке, соответствующей сумме природного давления P , МПа и давления от внешней нагрузки σ_z МПа (сжимающего напряжения) на глубине взятия образца грунта, т.е. при

$$p = \gamma Z + \sigma_z,$$

где γ – удельный вес грунта по глубине Z , кН/м^3 ; σ_z – величина сжимающего напряжения от действия внешней нагрузки на глубине Z , т.е. $\sigma = \gamma h$, МПа;

h – глубина взятого образца, м.

Показателем просадочности лессовых грунтов является величина так называемой относительной просадочности (ε_{sw}), определяемая выражением:

$$\varepsilon_{sw} = \frac{h_p - h_p'}{h_p}, \quad (1.1)$$

где h_p – высота образца лессового грунта ненарушенной структуры, испытываемого в компрессионном приборе при давлении p , определяемом выражением; h_p' – высота того же образца грунта при той же нагрузке, но при замачивании, при этом величина должна быть больше структурной прочности лессового грунта в водонасыщенном состоянии.

На Рис. 1.2. приведен характер деформации массива, состоящего из просадочного грунта от собственного веса при увлажнении от источника М.

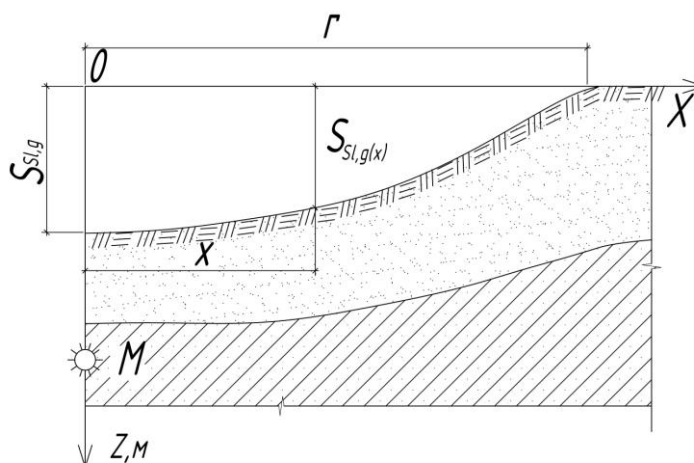


Рис. 1.2. Мульды просадки массива от собственного веса из просадочных лессовых подстилающих слоев под намытыми песками при увлажнении от источника М

Модуль просадки от собственного веса при увлажнении массива из просадочного грунта выражается в следующем виде:

$$S_{sl,g(x)} = S_{sl,g} [1 - (x/r)^2]^2, \quad (1.2)$$

где $S_{sl,g}$ – максимальная просадка от собственного веса; x – расстояние от начала горизонтального участка просадки до точки, в которой определяется величина

просадки; r – расчетная длина криволинейного участка просадки.

Таким образом, массив из просадочных грунтов может давать просадки от собственного веса, в виде мульды просадки.

Результаты по данному разделу опубликованы в работах [105–107; 109; 114].

Выводы

Изучив современное состояние проблемы строительства на намывном массиве с подстилающими слоями из слабых и структурно-неустойчивых грунтов, была сформулирована цель работы – научное обоснование и разработка способов виброизоляции и укрепления слабых и структурно-неустойчивых подстилающих слоев оснований подземных сооружений, подверженных динамическим воздействиям. Согласно поставленной цели, определены следующие задачи исследований:

- установить основные критерии оценки пригодности структурно неустойчивых грунтов в качестве подстилающего массива под основанием сооружения в условиях заданных импульсных и периодических динамических нагрузок;
- выполнить физическое моделирование и теоретически обосновать методы расчета виброизолирующих оснований подземных сооружений в условиях динамических нагрузок с учетом прочностных и структурных характеристик подстилающего грунтового массива;
- разработать способы усиления оснований подземных сооружений и подстилающих слоев из слабых горных пород и структурно-неустойчивых грунтов, подверженных динамическим воздействиям.

РАЗДЕЛ 2 ИССЛЕДОВАНИЯ ВЛИЯНИЯ ИСТОЧНИКОВ ДИНАМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ НА МАССИВ ГРУНТОВ ЧЕРЕЗ КОНСТРУКЦИИ СООРУЖЕНИЙ

2.1 Классификация источников динамических нагрузок, действующих на грунтовый массив как основание сооружений, и принципы их определения

Нормирование допустимого уровня колебаний грунтового массива от источников динамических нагрузок представляет сложную проблему, особенно в случаях, когда основание, состоящее из прочного грунта малой мощности (до 2 м) под подошвой сооружения и подстилается слоем слабых и структурно-неустойчивых грунтов.

Многие вопросы нормирования допустимых колебаний в массиве в основании подземного сооружения мало изучены, особенно в структурно-неустойчивых породах.

Допустимый уровень колебаний в массиве, служащего основанием, вытекает из условия обеспечения передачи динамических нагрузок конструкциям и определяется их прочностью и выносливостью при работе на совместное действие статических и динамических нагрузок.

Для оценки динамического воздействия на грунтовое основание подземного сооружения виброактивности машин и механизмов можно разделить на 4 категории по амплитудам инерционной силы: малая – до 100 Н, средняя – 100÷1000 Н, большая – 1000÷10000 Н, очень большая более – 10000 Н.

Динамические воздействия на грунтовый массив в зависимости от продолжительности вызываемых ими колебаний можно разделить на мгновенные (ударные), кратковременные (эпизодические импульсы и удары, впускно-остановочные машины и механизмы, кратковременные режимные работы, примерно до 10^3 циклов), многократно-повторно действующие в области до $2 \cdot 10^6$ циклов пульсации (при испытаниях на выносливость и усталость, т.е. более $2 \cdot 10^6$ циклов).

Динамические нагрузки от машин и механизмов периодического действия различаются по частотности. Низкие частоты собственных колебаний элементов

конструкций сооружений находятся в диапазоне 8–20 Гц. Это соответствует $480 \div 1200$ циклам/мин, т. е. низкочастотные машины и механизмы не могут вызвать резонансных колебаний несущих элементов подземных сооружений. Однако они могут возбудить деформации и частичное разжижение массива прочного грунта малой толщины (до 2 м) при наличии подстилающих слоев слабого и структурно-неустойчивого грунта, обладающего средними частотами, т.е. число циклов/мин составляет от 400 до 2000 в минуту, при этом вызываются провальные деформации или разжижение грунтового массива.

Источниками динамических нагрузок на грунтовый массив являются оборудование машин и механизмов, движение воды и ветра, взрывные волны, сейсмические воздействия и т. д. Динамические нагрузки от технологического оборудования машин и механизмов определяются направлением действия и законами изменения во времени их главного вектора и главного момента. Динамические нагрузки, развиваемые большинством машин, изменяются по гармоническому закону, а в отдельных случаях являются некоторыми периодическими негармоническими функциями времени. Эти функции могут быть разложены в тригонометрические ряды, из которых для целей динамического расчета обычно используют первую, а иногда и высшие гармоники.

Различают два основных типа машин, развивающих периодические нагрузки:

- машины с конструктивно-уравновешенными движущимися частями (центрифуги, грохоты, токарные станки, точильные и шлифовочные станки, и т. п.;
- машины, в которых основной причиной возникновения динамических нагрузок является движение обрабатываемого материала или работа высших пар механизмов (мельницы: стержневые, шаровые, галечные, и самоизмельчения; барабанные смесители и окомкователи; бетоносмесители и растворосмесители, сушильные и обжигательные барабаны и т. п.) составляют отдельную группу машин, генерирующих случайную динамическую нагрузку.

Динамические нагрузки, действующие на грунтовый массив импульсивного типа.

Под импульсивной нагрузкой однократного действия принимается кратковременная нагрузка постоянного направления, имеющая не более одного максимума за время ее непрерывного действия τ (Рис 2.1, а), представленная аналитическим выражением :

$$\left. \begin{aligned} P(t) &= P_0 f(t) \text{ при } 0 \leq t \leq \tau; \\ P(t) &= 0 \text{ при } t > \tau, \end{aligned} \right\} \quad (2.1)$$

где $t = 0$ – начало действия нагрузки; P_0 – ее максимум; $f(t)$ – функция, характеризующая форму импульса, причем максимум $|f(t)| = 1$ [12; 28; 35-37].

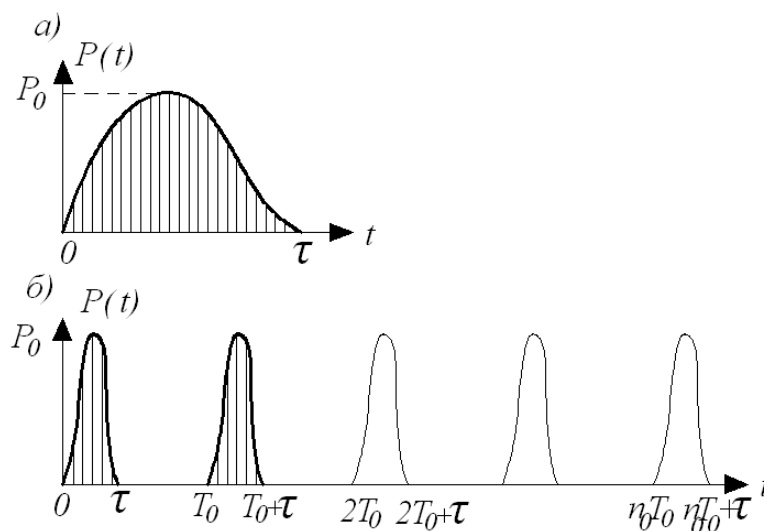


Рис. 2.1. График кратковременных нагрузок: а – однократного действия; б – периодического действия

Нагрузка (2.1) однократного действия характеризуется тремя параметрами:

- 1) продолжительностью действия τ ; 2) формой импульса $f(t)$;
- 3) наибольшей величиной P_0 либо импульсом силы S ;

$$S = P_0 \int_0^{\tau} f(t) dt . \quad (2.2)$$

Импульс при прямом ударе тела по конструкции можно определять по приближенной формуле:

$$S = mv_o (1 + K_o), \quad (2.3)$$

где m – масса ударяющего тела; v_0 – его скорость в начале удара; K_0 – коэффициент восстановления при ударе, зависящий от свойства соударяющихся тел и принимается для расчета; $K_0 = 0,35$ – бетон; $K_0 = 0,4$ – камень; $K_0 = 0,55$ – дерево; $K_0 = 0,6$ – сталь, когда форма ударяющего тела имеет вид шара.

Динамические нагрузки импульсивного типа периодического действия приведены на Рис. 2.1, б.

При расчете грунтового массива как основания подземных сооружений на конструктивно-неуравновешенные динамические нагрузки принимается коэффициент надежности $\gamma_n = 1,3 \div 1,5$, а на конструктивно-уравновешенные $\gamma_n = 2 \div 4$.

Динамические нагрузки, действующие на грунтовый массив от подвижного состава.

Динамические нагрузки от подвижного состава относятся к движущимся нагрузкам. Перемещение груза вызывает нестационарный процесс в массиве пород под подошвой подземных сооружений, зависящий от веса груза и скорости движения груза.

Динамические нагрузки, действующие на грунтовый массив, как основание сооружений подвижного состава, особенно широко встречаются в тоннелях метрополитена, авто- и железнодорожных тоннелях мелкого заложения. Способ прокладки тоннелей мелкого заложения имеет технико-экономические преимущества по сравнению с прокладкой тоннелей глубокого заложения и в настоящее время является основным экономическим фактором. Однако при эксплуатации тоннелей метрополитена или тоннелей авто- и железной дороги мелкого заложения в зданиях, расположенных вблизи трассы, колебания достигают такого уровня, что становятся ощутимыми для людей, находящихся в них.

Продолжительность колебаний в грунтовых массивах как основаниях сооружений, вызванных одним проходящим поездом метрополитена, составляет, примерно 10 сек. В часы пик на трассе метрополитена может проходить в обоих направлениях 40 пар поездов в 1 час и более. Следовательно, продолжительность воздействия колебаний в грунтовых массивах как оснований может достичь 10–20 % общего времени, в течении которого работает метрополитен.

Спектральный состав этих колебаний достаточно широк 5–100 Гц, однако основная энергия колебаний сосредоточена в более узком диапазоне – 35÷60 Гц. Максимальные амплитуды колебаний в грунтовых массивах как оснований под конструкциями зданий, находящихся вблизи от тоннелей метрополитена, равны нескольким микронам, обычно же амплитуды колебаний редко превышает 1 мкм. Скорость колебаний может быть 0,5 мм/с, а ускорение колебаний – 20 см/с^2 , что ощутимо и раздражительно действует на людей.

Динамические нагрузки подвижного состава на грунтовый массив как основание сооружений через рельсы обозначаются, как показано на Рис. 2.2, на примере движущихся нагрузок на бесконечно длинной балке [53; 54].

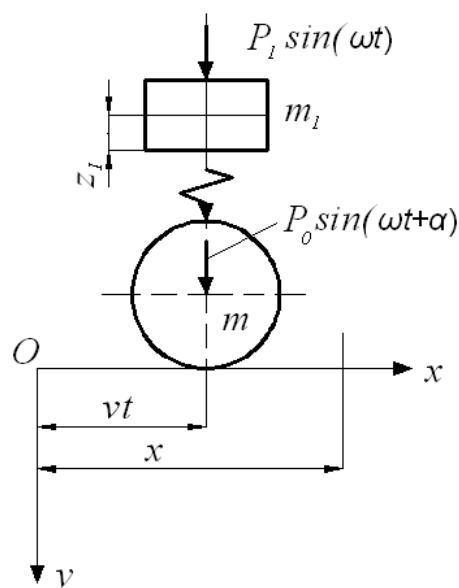


Рис. 2.2. Балка под действием движущегося груза и периодических сил: P_1 и ω – амплитуда и частота возмущающей силы, действующей на поддрессоренный груз массой m_1 ; P_o – амплитуда приложенной к неподдрессоренному грузу массой m ; α – фаза возмущающей силы, принимается от $\alpha = 1/4 \div 3/4$; vt – скорость движения груза во времени t ; x – расстояния движения; z_1 – относительное смещение массы m_1

Частоту колебаний по горизонтальному направлению можно принимать от $\omega = 60$ Гц, амплитуду вертикальных и горизонтальных колебаний массива пород под тоннелем можно принимать от 2,0 до 4,0 мкм; скорость поперечных волн для

супесей $C_2 = 300$ м/с, скорость продольных волн $C_2 = 600$ м/с, для глины $C_2 = 730$ м/с, $C_1 = 1700$ м/с.

Динамические нагрузки, действующие на грунтовый массив от взрывных воздействий.

Часто при динамическом расчете грунтового массива как основания сооружений или конструкций подземных сооружений действительные законы изменения динамических нагрузок во времени заменяют упрощенными, расчетными. Наиболее часто используемые упрощенные законы изменения нагрузки во времени представлены на Рис. 2.7, где $p(t)$ – погонная интенсивность нагрузки на конструкцию сооружения и грунтового массива как основания под сооружением, равная произведению избыточного давления $\Delta p(t)$ на ширину участка, с которого собирается нагрузка на данную конструкцию или грунтовый массив под сооружением [59; 61].

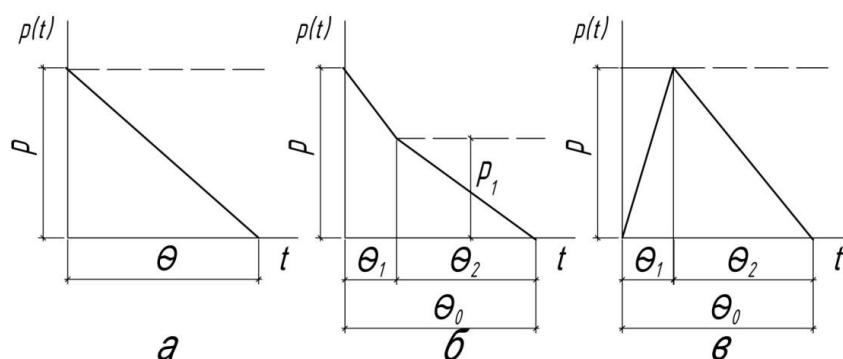


Рис. 2.3. Законы изменения динамической нагрузки во времени: а – действие нагрузки в эффективном времени; б – динамическая нагрузка от воздушной ударной волны; в – волны сжатия в породе

Эффективное время действия нагрузки от ударной волны θ определяют из условия равенства импульсов давлений:

$$\theta = \frac{2\tau_+}{n+1}, \quad (2.4)$$

где $\tau_+ = 1,7 \cdot 10^{-3} \cdot \sqrt[6]{C} \cdot \sqrt{R}$, сек. – продолжительность фазы сжатия; C – масса тротилового заряда, кг; R – расстояние от центра взрыва, м; $\tau_- = 0,16 \cdot \sqrt[3]{C}$, сек. – продолжительность фазы разряжения.

$n = \frac{(\Delta P_\phi \tau)}{i} - 1$ – изменение давления в фазе сжатия во времени, принимается

по закону n и зависит от фронта волны i :

$$\Delta P_\phi(t) = 0,146 \cdot \sqrt[3]{\frac{C}{SR}} + 0,92 \cdot \sqrt[3]{\frac{C^2}{S^2 R^2}} + 4,4 \cdot \frac{C}{SR} \quad (2.5)$$

$$i = 13,6 \cdot \sqrt[3]{\frac{C^2 R}{S^2}}, \quad (2.6)$$

где i – фронт волны; S – сечение штольни для взрыва [59; 61].

2.2 Теоретические исследования взаимодействия элементов сооружений с массивом из слабых и структурно-неустойчивых грунтов при динамических нагрузках

Обычно при строительстве подземных сооружений как основание используют наиболее прочный грунт. Но в большинстве случаев этот прочный грунт имеет малую толщину и под ним находятся подстилающие слои из слабых и структурно-неустойчивых грунтов, которые воспринимают статические и динамические нагрузки.

Массив грунтов под сооружением из слабых и структурно-неустойчивых подстилающих слоев получает колебательные движения от динамических нагрузок, передаваемые через элементы конструкций подземных сооружений. Тогда данную задачу можно сформулировать как задачу о совместных колебаниях двух различных систем – «подземные сооружения и массив из слабых и структурно-неустойчивых грунтов». Решение этой системы может быть выполнено двумя способами:

1. Использование единой расчетной схемы, объединяющей обе системы в одну, т.е. «конструкции подземных сооружений и массив грунтов» и решение задачи о колебаниях этой единой, более сложной, системы;

2. Решение задач о колебаниях каждой из систем без связи с другой, и затем использование условий совместности для решения задачи о связанных колебаниях, что отвечает смыслу слова – «взаимодействие».

Для решения совместной задачи в единой системе, как приведено в первом способе, необходимо использовать математические методы: метод конечных разностей, метод конечных элементов и другие более сложные математические исчисления.

Второй способ решения данной задачи является более простым. Он позволяет лучше понять механическую картину происходящего на массиве пород под подошвой подземных сооружений от динамических нагрузок, передающихся через элементы конструкций на массив грунтов.

Динамические свойства каждой из составляющих систем, т.е. массив грунтов из слабых и структурно-неустойчивых подстилающих слоев и элементов конструкций подземных сооружений, могут быть описаны различными способами – линейными дифференциальными уравнениями, а затем полученные решения объединены в совместности. Здесь можно выбрать различные математические методы описания уравнения колебаний массива грунтов и элементов конструкций подземных сооружений с использованием различных динамических свойств и характеристик грунтовых массивов и элементов конструкций подземных сооружений, которые передают динамические нагрузки на массив грунтов.

Для расчета колебаний в системе «элементы конструкций подземных сооружений – массив грунтов из слабых и структурно-неустойчивых подстилающих слоев» принимаем условия: когда колебания сооружения определяются линейным дифференциальным выражением, а динамические свойства массива грунтов из слабых и структурно-неустойчивых подстилающих слоев под действием импульсной нагрузки, передающейся элементам конструкций подземных сооружений как колебания и перемещение твердых

частиц (уплотнение) грунта в массиве. Решение данной задачи принимаем в следующем виде [53; 79; 125; 133]:

а) гармонические колебания элементов конструкций подземных сооружений можно принимать:

$$L(\omega) = q(t) = Qe^{i\omega t}, \quad (2.7)$$

б) гармонические колебания массива пород от импульсной нагрузки будет иметь вид [14; 79; 86; 125]:

$$W(t) = Qf_0(\omega)e^{i\omega t} = Q[f_1(\omega) + if_2(\omega)]e^{i\omega t}, \quad (2.8)$$

где ω – угловая частота вынужденных колебаний от динамических нагрузок и в элементах конструкций и в массиве грунтов из слабых и структурно-неустойчивых подстилающих слоев; i – мнимая единица; $f_0(\omega) = f_1(\omega) + if_2(\omega)$ – функция, передающаяся от элементов конструкций к массиву грунтов из слабых и структурно-неустойчивых подстилающих слоев; $f_1(\omega)$ и $if_2(\omega)$ – соответственно, части функции, передающихся динамической нагрузкой от элементов конструкций действительной и мнимой частями.

Передающаяся динамическая нагрузка импульсного характера от элементов конструкций на массив грунтов под подошвой сооружений тоже будет иметь импульсный характер.

Решение уравнения (2.27) зависит от величины времени t , так как при $t \leq 0$, $W(t) = 0$; при $t > 0$, $W(t) = q_0 W_0$.

Перемещения твердых частиц массива пород из структурно-неустойчивых подстилающих слоев при динамических нагрузках импульсного типа состоит из действительных $f_1(\omega)$ и мнимых $if_2(\omega)$ частей. Эти функции вынужденных колебаний взаимосвязаны, как приведено ниже:

$$\left. \begin{aligned} f_1(\omega) &= \int_0^{\infty} W_0(t_1) \cos \omega t_1 dt_1; \\ W_0 &= \frac{2}{\pi} \int_0^{\infty} f_1(\omega) \cos \omega t d\omega; \end{aligned} \right\} \quad (2.9)$$

$$\left. \begin{aligned} f_2(\omega) &= -\int_0^{\infty} W_0(t_1) \sin \omega t_1 dt_1; \\ W_0 &= \frac{2}{\pi} \int_0^{\infty} f_2(\omega) \sin \omega t d\omega. \end{aligned} \right\} \quad (2.10)$$

Из (2.9) и (2.10) видно, что функции $f_1(\omega)$ и $f_2(\omega)$ можно выразить одну через другую, то есть можно определить действительную часть, если известна мнимая, и наоборот.

Для расчета колебаний совместной работы системы «элементы конструкций подземных сооружений – массив грунтов» составляются расчетные схемы в зависимости от элементов конструкций и действующих динамических нагрузок (Рис. 2.4). При этом массив породы моделируем как нагруженные двумя нагрузками m_1 и m_2 , как импульсные нагрузки.

Допустим, требуется определить колебания массива грунтов из прочных грунтов малой толщины (до 2 м) слабых и структурно-неустойчивых подстилающих слоев под грунтовым массивом как основанием подземных сооружений. При этом сооружение обладает большой жесткостью, и деформациями можно пренебречь по сравнению с перемещением твердых частиц массива грунтов. Решение этой задачи можно принимать как решение задачи по определению контактных давлений под подошвой сооружений или элемента конструкций, передающих динамическую нагрузку на грунтовой массив. Контактное давление (напряжение) под подошвой сооружений или элемента сооружений будет иметь следующий вид (Рис. 2.8).

$$\sigma(x, y, t) = \int_{-\infty}^{+\infty} R(\omega) \sigma_0(x, y, \omega) e^{i\omega t} d\omega, \quad \text{где} \quad R(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} r(t) e^{-i\omega t} dt. \quad (2.11)$$

Тогда контактное давление под подошвой сооружений будет:

$$\sigma(x, y, t) = \int_0^t r(t-t_1) \sigma_0(x, y, t_1) dt_1, \quad (2.12)$$

где $r(t-t_1)$ – сила реакции массива грунтов в момент времени $t-t_1$;
 $r(t) = Re^{i\omega t}$ – сила реакции в момент времени t ; $\sigma_0(x, y, \omega)$ – контактное напряжение при единичной гармонической нагрузке и $\sigma_0(x, y, t_1)$ – тоже, при единичной импульсивной нагрузке на абсолютно жесткий элемент конструкции (штамп) [14; 83; 84].

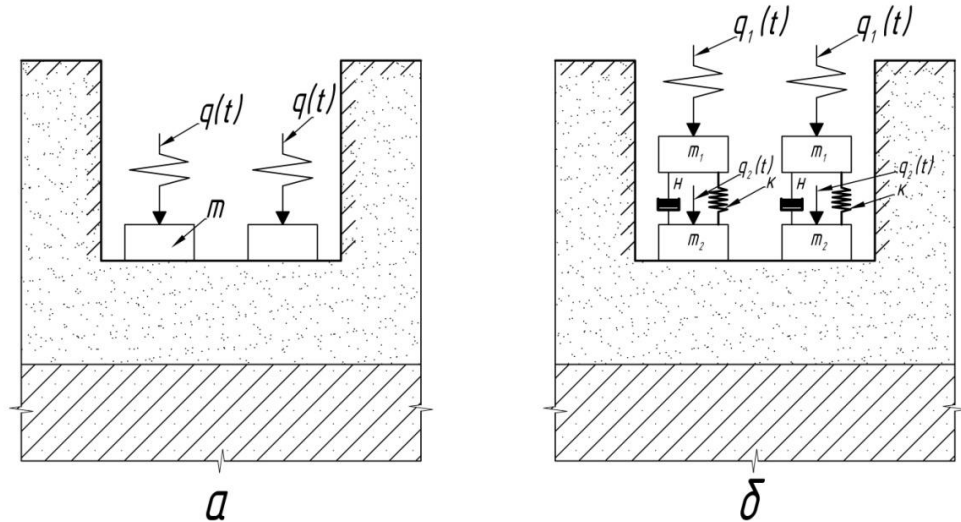


Рис. 2.4. Расчетные схемы подземных сооружений с массивом пород из прочных пород малой толщины и структурно-неустойчивых подстилающих слоев при динамических нагрузках: а – расчетная схема элементов подземных сооружений (фундаментов) с массивом пород на вертикальных колебаниях; б – реологические элементы массива пород под динамическими нагрузками; t , m_1 , m_2 – массы элементов конструкций с учетом динамических нагрузок, составные части массы в виде m_1 и m_2 ; k – пружина Гука; H – амортизатор Ньютона

Если перемещение твердых частиц грунтового массива от динамических импульсивных нагрузок, вызванных волнами этих нагрузок, которые создают колебания в массиве грунтов под подошвой сооружений, принять интегральными уравнениями, то получим уравнения следующего вида [53; 86]:

$$g(x, y, t) = \int_0^t \iint_F \sigma(x-x_1, y-y_1, t-t_1) g_0(x_1, y_1, t_1) dx_1 dy_1 dt_1, \quad (2.13)$$

где F – область, занимаемая жесткой конструкцией подземных сооружений;
 $g_0(x_1, y_1, t_1)$ – начальное перемещение в любом направлении координатной оси; x_1 и y_1 – перемещение по соответствующим осям частицы грунта в массиве во времени t_1 от динамических нагрузок.

Если использовать силы реакции грунтового массива в виде $r(t-t_1)$, тогда формула (2.13) получит вид:

$$g(x, y, t) = \int_0^t r(t-t_1) g_0(x, y, t-t_1) dt_1. \quad (2.13')$$

Формула (2.13') характеризует влияние вибрационных сил на грунтовый массив отдаленных расстояний от конструкций сооружений при действии колебаний, которые захватывают подстилающие слои из слабых и структурно-неустойчивых грунтов.

Как известно, динамические нагрузки от элементов конструкций создают колебания в системе, и также в грунтовом массиве под подошвой сооружений проходят продольные и поперечные волны. Продольные и поперечные волны возникают одновременно. Продольные волны возникают при наличии упругих деформаций сжатия и растяжения, а поперечные – при наличии сдвига в частицах грунтового массива. Оба типа волн распространяются независимо друг от друга и с различными скоростями. Скорость распространения продольной волны определяется по формуле [18–20]:

$$c_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}},$$

а скорость распространения поперечной волны:

$$c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}},$$

где λ и G – постоянные Лямэ; ρ – плотность грунтов основания.

$$\lambda = \frac{E_0 \mu_0}{(1 + \mu_0)(1 - 2\mu_0)}; \quad G = K \frac{3(1 - 2\mu_0)}{2(1 + \mu_0)} = \frac{E_0}{2(1 + \mu_0)} - \text{модуль сдвига};$$

$$K = \lambda + \frac{2}{3}G = \frac{E_0}{3(1-2\mu_0)} - \text{модуль всестороннего сжатия};$$

$$E_0 = \frac{G(3\lambda + 2G)}{\lambda + G} - \text{модуль общей деформации грунтового массива};$$

μ_0 – коэффициент Пуассона грунта, зависит от вида грунта, для глинистых, а также слабых и структурно-неустойчивых грунтов. Для практических расчетов

$$\text{можно принимать } \mu_0 = \frac{\lambda}{2(\lambda + G)} = 0,2 \div 0,35.$$

Как мы видим, все упругие параметры связаны между собой. Поэтому знание двух параметров позволяет определить остальные. Известными параметрами для массива грунтов всегда является μ_0 и E_0 .

Следует отметить, что волны могут быть упругими, пластическими, вязкоупругими и вязкопластическими. Упругие волны – это волны, подчиняющиеся закону Гука, и при которых напряжения в грунтовом массиве не превышают предела упругости; пластические волны – при которых грунтовый массив получает остаточную деформацию в результате нагружения за пределом упругости; вязкоупругие волны – при которых внутренние вязкие напряжения действуют наряду с упругими, так же с пластическими.

Скорость распространения продольных и поперечных волн «с» зависит от плотности грунтов. Например, для железной руды – $\rho=34 \text{ Н/см}^3$, $c=4500 \text{ м/с}$, $\alpha_0=0,055$; для известняков – $\rho=27,2 \text{ Н/см}^3$, $c=4700 \text{ м/с}$, $\alpha_0=0,065$; для сланцев – $\rho=30 \text{ Н/см}^3$, $c=3000 \text{ м/с}$, $\alpha_0=0,0698$; для лессовых просадочных грунтов – $\rho=16 \text{ Н/см}^3$, $c=600 \text{ м/с}$, $\alpha_0=0,01$; для суглинков – $\rho=18 \text{ Н/см}^3$, $c=900 \text{ м/с}$, $\alpha_0=0,009$; для монтмориillonитовой глины ненасыщенной водой – $\rho=18,2 \text{ Н/см}^3$, $c=1700 \text{ м/с}$, $\alpha_0=0,019$; для глины монтмориillonитовой насыщенной водой – $\rho=23 \text{ Н/см}^3$, $c=2500 \text{ м/с}$, $\alpha_0=0,022$; для песчаного грунта ненарушенной структуры – $\rho=15,2 \text{ Н/см}^3$, $c=400 \text{ м/с}$, $\alpha_0=0,0098$; для песчаного грунта нарушенной структуры – $\rho=14,0 \text{ Н/см}^3$, $c=150 \text{ м/с}$, $\alpha_0=0,0085$ и т.д.

Затухание ударных волн α_0 можно принять как зависящее от акустической жесткости ρc , Н/(см²·с) горных пород. С увеличением акустической жесткости породы коэффициент затухания ударных волн уменьшается.

Скорость колебаний от динамических нагрузок, действующих через элементы конструкций подземных сооружений на грунтовый массив по глубине, уменьшается и зависит от вида пород и коэффициента Пуассона. В грунтовых массивах, имеющих $\mu_0=0,25$ на расстоянии в 1 м от подошвы сооружений или элементов конструкций скорость снижается от 1000 м/с до 680 м/с, а при $\mu_0=0,35$ – от 1000 м/с до 820 м/с.

При воздействии динамических нагрузок на грунтовый массив в элементах конструкций подземных сооружений скорость распространения звука зависит от плотности или удельного веса грунта. Например, при удельном весе грунтов $\gamma=24$ кН/м³ скорость распространения звука составляет 3000 м/с, в глинистых грунтах с удельным весом $\gamma=22$ кН/м³, толщиной слоя 5÷10 м скорость распространения звука составляет 1000 м/с и т.д.

Длительность воздействия колебаний на грунтовый массив от кратковременных динамических нагрузок в виде землетрясения или взрыва исчисляется долями секунды. При сильных землетрясениях колебания грунтовых массивов продолжаются с высокой интенсивностью в течение 5÷10 с, а при воздействии динамических нагрузок вибрационного типа эти колебательные процессы могут накладываться друг на друга. Ускорение колебаний массивов грунтов при землетрясении зависит от его интенсивности. Например, при 5 баллах ускорение составляет $a=12\div25$ см/с²; при 6 баллах – $a=25\div50$ см/с²; при 7 баллах – $a=50\div100$ см/с² при 8 баллах – $a=100\div200$ см/с²; при 9 баллах – $a=200\div400$ см/с².

Периоды свободных колебаний землетрясений могут составлять $T=0,1\div0,5$ с, а динамические нагрузки в виде вибрации, и соответственно периоды собственных колебаний, могут накладываться друг на друга.

Допустимую скорость вынужденных колебаний подземных сооружений можно принимать при действии сейсмических или взрывных волн в области

5,1 см/с. В элементах подземных сооружений, особенно в стенах, появляются трещины, когда скорость вынужденных колебаний достигает 12–14 см/с, при частоте колебаний свыше 10 Гц.

Методики определения колебаний системы «подземное сооружение – массив грунта» основаны на вычислении колебаний в «грунтовом массиве» от «элементов конструкций, передающих динамические нагрузки на грунтовый массив», а затем их результаты используются согласно условий совместности системы с определением динамических характеристик грунтового массива как основания подземного сооружения при различных режимах динамических нагрузок.

В работе рассматриваются массивы, состоящие из слабых и структурно-неустойчивых подстилающих грунтов до линии НГСТ, т.е. до конца активной зоны сжатия, по аналогии, определяются колебания каждого слоя по отдельности, а результаты суммируются.

2.3 Экспериментальные исследования колебаний массива грунтов со слабыми подстилающими слоями под подошвой сооружения

Динамические нагрузки, передаваемые от элементов конструкций подземных сооружений, непосредственно возбуждают в массиве грунта как основания сооружения волновое поле, на которое накладывается возмущение, генерируемое в толще массива. В случае наличия подстилающего слоя из слабых и структурно-неустойчивых грунтов при воздействии динамических нагрузок подземные сооружения подвергаются сильным деформациям и теряют сопротивляемость к эксплуатационным нагрузкам. Поэтому должно быть определено нестационарное поле напряжений от динамических нагрузок и скоростей смещения массива грунта, а так же изменение свойств структурно-неустойчивых грунтов, которые остались под слоем намывного грунта в подошве подземного сооружения. Для изучения этих динамических параметров массива грунта и подстилающего слоя из слабых и структурно-неустойчивых грунтов

выбраны методы исследований, включающие измерения напряжений ускорений и скоростей смещений в массиве подстилающих слабых и структурно-неустойчивых грунтов (торфяных, илистых, лессовых, набухающих и т.д.), а также изменения свойств этих грунтов при различных динамических нагрузках.

Эксперимент №1. Эксперимент проводился в намывных песчаных грунтах толщиной 1,6 м. Под намывным песком средней крупности находился заторфованный грунт с органическими включениями более 60 % при толщине 1,2 м. Под ним располагался ил в водонасыщенном состоянии с водно-коллоидными оболочками и органоминеральными частицами толщиной 1,5 м. Четвертым слоем является песок средней плотности в естественном сложении ненарушенной структуры толщиной 18,4 м в среднем.

Показатели этих пород приведены в табл. А.4. (приложение А).

Согласно приведенным в табл. А.4 данным, определяем номенклатурные показатели 1-го и 4-го слоя горной породы.

I слой – $d > 0,5\text{мм} = 7,4 + 19,2 + 25,8 = 52,4 > 50\%$ – песок средней крупности:

$$\text{- коэффициент пористости} - e_0 = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + w) - 1 = \frac{26,1}{18,5} (1 + 0,04) - 1 = 0,467;$$

- для песков средней крупности $e_0 = 0,467 < 0,55$ – значит песок находится в плотном сложении.

$$\text{- степень влажности} - S_r = \frac{w\gamma_s}{\gamma_w I_0} = \frac{0,04 \cdot 26,1}{10 \cdot 0,467} = 0,22; 0 < S_r = 0,22 < 0,5 - \text{маловлажные.}$$

Согласно СНиП 2.02.01-83 или ДБН В.2.1-10-2009, условные расчетные сопротивления для песков средней крупности $R_0 = 0,4$ МПа. В маловлажном и плотном состоянии они устойчивы как подошва подземного сооружения.

IV слой – $d > 0,5\text{мм} = 6,5 + 13,8 + 34,7 = 55,0 > 50\%$ – песок средней крупности:

$$\text{- коэффициент пористости} - e_0 = \frac{26,0}{18,1} (1 + 0,02) - 1 = 0,465;$$

- состояние плотности – $e_0 = 0,465 < 0,55$ – песок средней крупности находится в плотном сложении;

$$\text{- степень влажности} - S_r = \frac{0,02 \cdot 26,0}{10 \cdot 0,465} = 0,112 < 0,5 - \text{маловлажные.}$$

IV слой – песок средней крупности, маловлажный, в плотном сложении имеет условное расчетное сопротивление $R_0=0,5$ МПа и является лучшим грунтом для основания подземного сооружения.

Однако между этими слоями находятся структурно-неустойчивые, заторфованные и илистые подстилающие грунты.

Коэффициент сжимаемости илистых грунтов, состоящих из супесей, определен и находится в пределах $m_0=(0,60 - 0,85)$ МПа⁻¹, поэтому упрочнение коллоидов при динамических нагрузках не успевает за повторением нагрузки, и может вызвать значительные провальные деформации массива основания подземного сооружения. Для заторфованных пород $m_0=(0,80-1,5)$ МПа⁻¹. Для илистых грунтов компрессионная кривая может выпрямляться в полулогарифмических координатах, как показано на Рис. 2.5.

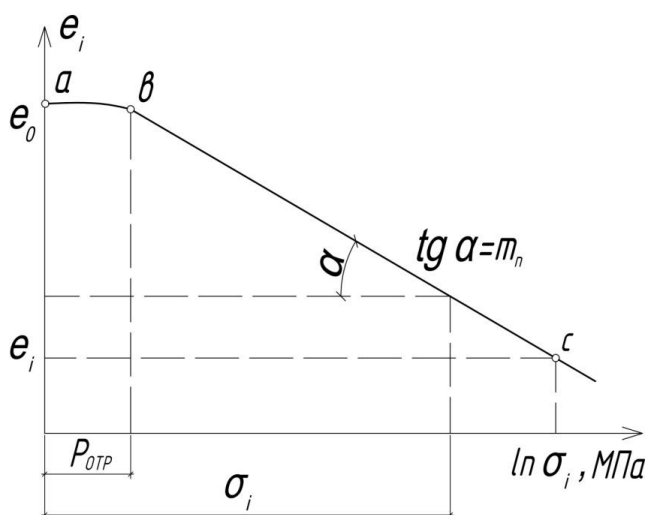


Рис. 2.5. Компрессионная кривая для илистых грунтов, обладающих структурной прочностью $P_{стр}=0,02$ МПа, в полулогарифмических координатах

Для илов и заторфованных грунтов в нашем случае имеется большое количество органических веществ (более 68 %). Поэтому компрессионная кривая даже при статических нагрузках имеет очертание, близкое к логарифмической, и при значительном диапазоне давлений изображается в полулогарифмическом масштабе (Рис. 2.5) прямой, т.е.:

$$e_i = e_0 - m_n \ln\left(\frac{\sigma_i}{p}\right), \quad (2.14)$$

где m_n – коэффициент полной компрессии; p – начальный параметр компрессионной кривой, соответствующий природной структурной прочности грунтов, т.е. $p=p_{cmp}$; σ_i – изменение сжимающих напряжений в i -ом давлении.

В нашем случае начальный коэффициент пористости e_0 для 3-го слоя илистой супеси будет: $e_0 = \frac{21,6}{14,6}(1+0,31)-1=0,94$, а для 2-го слоя заторфованного грунта – $e_0 = \frac{18,6}{12,6}(1+0,4)-1=1,07$

Кроме того, в этих структурно-неустойчивых грунтах имеются органические остатки, и с течением времени t будет происходить минерализация грунта с изменением во времени коэффициента начальной пористости e_0 . (Рис. 2.6)

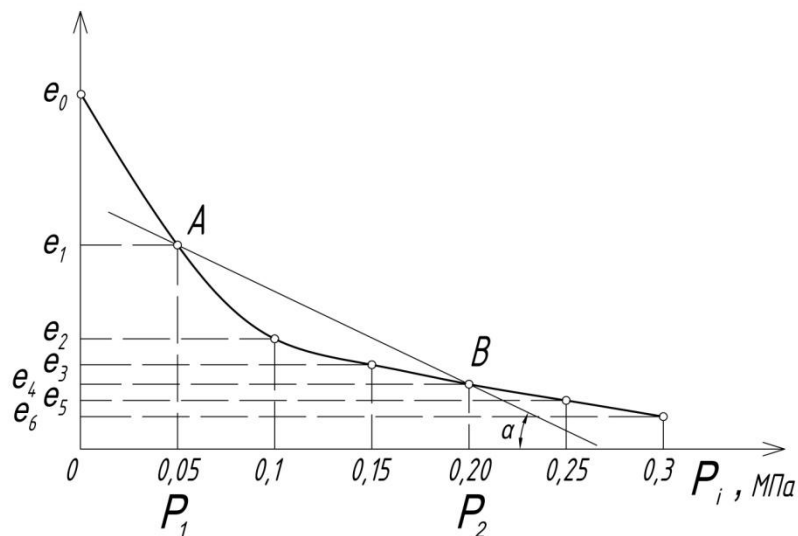


Рис. 2.6. Компрессионная кривая в заторфованных грунтах со статическими нагрузками ($e_0=1,20$; $e_1=0,68$; $e_2=0,60$; $e_3=0,58$; $e_4=0,56$; $e_5=0,54$; $e_6=0,53$)

Изменение коэффициента начальной пористости в слабых илистых и заторфованных грунтах является величиной, пропорциональной осадке массива грунта под подошвой подземного сооружения, как показывают соответствующие опыты на компрессионных приборах с образцами этих грунтов. Осадка этих грунтов является нелинейной зависимостью от величины внешнего давления и

может быть описана экспоненциальной зависимостью от коэффициента пористости, т.е.

$$\Delta e_i = \Delta e_{\max} (1 - e^{-m_0 p_i}), \quad (2.15)$$

где $\Delta e_{\max} = e_0 - e_{0,i}$ – разность начального и конечного (для всего диапазона давлений) коэффициентов пористости, m_0 – параметр экспоненциальной кривой (коэффициент компрессии), МПа^{-1} или коэффициент сжимаемости, определяемый из компрессионной кривой, между двумя характерными точками А и В, принятыми между давлениями p_1 и p_2 (Рис. 2.6). В нашем случае для заторфованного грунта, коэффициент сжимаемости:

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \text{tg} \alpha = \frac{0,68 - 0,56}{0,20 - 0,05} = 0,80 \text{ МПа}^{-1}. \quad (2.16)$$

Коэффициент относительной сжимаемости заторфованного грунта:

$$m_v = \frac{m_0}{1 + e_0} = \frac{0,8}{1 + 1,2} = 0,36 \text{ МПа}^{-1}. \quad (2.17)$$

Следует отметить, что открытый торф характеризуется чрезвычайной сжимаемостью и быстрой минерализацией. В наших случаях заторфованные грунты являются подстилающими песчаных грунтов, поэтому они относятся к погребенным торфам, перекрытым толщей песчаных грунтов, но залегающим ниже уровня грунтовых вод, т.е. являются сильно и неравномерно сжимаемым массивом в основании подземного сооружения.

Величина коэффициента фильтрации илистых и заторфованных подстилающих грунтов зависит от изменения коэффициента пористости, что может быть выражено соотношением:

$$k_\phi = k_0 \left(1 - \frac{\Delta e_i}{\Delta e_0}\right), \quad (2.18)$$

где k_0 и e_0 – начальный коэффициент фильтрации и коэффициент пористости; Δe_i – изменение коэффициента пористости при сжатии.

Коэффициент фильтрации в этих грунтах характеризует полную стабилизированную осадку во времени.

При определении стабилизированных осадок на заторфованных грунтах можно использовать логарифмическое уравнение компрессионной кривой, добавляя к величине изменения коэффициента пористости от действия внешнего давления p_i изменение коэффициента пористости вследствие минерализации органических веществ. Так как осадка отдельного слоя грунта при равномерном на него давлении p_i равна $S_i = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \cdot h$, то, принимая во внимание, что $\Delta e = e_0 - e_i$, по вышеприведенным уравнениям осадку можно определить:

$$S_i = \frac{h_i}{1 + e_{0i}} m_v \ln\left(\frac{\sigma_i}{p_0}\right) + \frac{(\Delta e_{i,oi})_i}{1 + e_{0i}} h. \quad (2.19)$$

Отметим, что изменение коэффициента пористости вследствие минерализации $(\Delta e_{i,oi})_i$, зависящее и от времени t , определяется в каждом отдельном случае специальными опытами.

Для всей активной зоны (до линии НГСТ) сжатия h грунтов под подошвой подземных сооружений осадка будет определяться по формуле:

$$S = \sum_1^n \frac{h_i}{1 + e_{0i}} m_v \ln\left(\frac{\sigma_i}{p_0}\right) + \sum_1^n \frac{(\Delta e_{i,oi})_i}{1 + e_{0i}} h_i, \quad (2.20)$$

где h и h_i – начальная высота и изменение высоты образцов илистых или заторфованных грунтов при изменении сжимающих давлений p_i ; m_v – коэффициент изменения полной компрессии при различных сжимающих напряжениях; p_0 – начальное давление от собственного веса вышележащих слоев (бытовое давление); $(\Delta e_{i,oi})_i$ – изменение коэффициента пористости при минерализации во времени t ; e_{0i} – изменение коэффициента пористости при i -ом давлении.

После получения номенклатурных, деформационных, осадочных и фильтрационных показателей структурно-неустойчивых грунтов подстилающих слоев грунтового массива в лабораторных условиях были проведены измерения свойств структурно-неустойчивых подстилающих грунтов при динамических нагрузках импульсного характера.

Основные физико-механические свойства структурно-неустойчивых подстилающих слоев в виде супеси и (или) заторфованных грунтов приведены в табл. А.1 (Приложение А).

Для изучения изменения свойств структурно-неустойчивых подстилающих супесей и заторфованных грунтов была выкопана траншея под намеченной подошвой сооружения, шириной 2,0 м, длиной 3 м и глубиной 4,5 м, которая захватила массив пород под подошвой сооружения: песок средней крупности – 1,6 м, всю толщину заторфованного грунта – 1,2 м и часть илистой супеси – 1,0 м (Рис. 2.7).

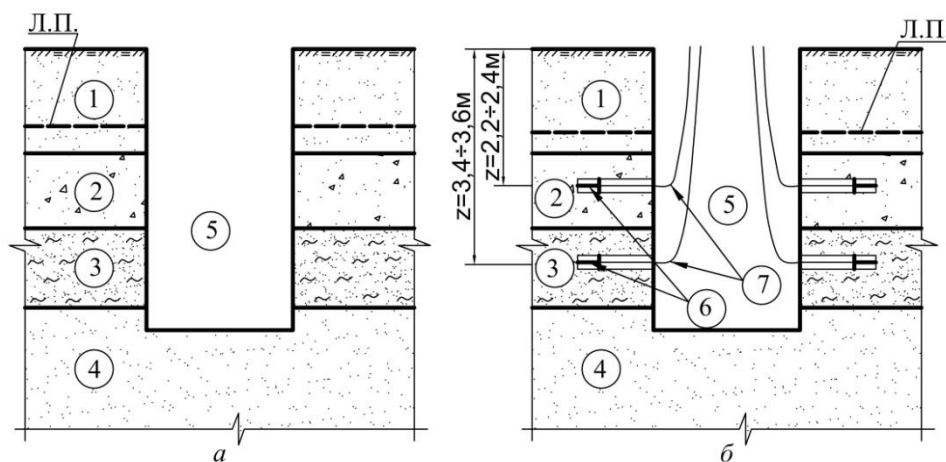


Рис. 2.7. Схемы проведения экспериментов в заторфованных и илистых породах изменения свойств при вибрационно-динамических нагрузках: а – траншеи размером $a \times b \times h = 3 \times 2 \times 4,5$ м (а – длина, b – ширина, h – высота); б – схема расположения датчиков в шпурах; 1 – намывной песок высотой 1,6 м; 2 – заторфованный слой высотой 1,2 м; 3 – илистый грунт высотой 1,5 м; 4 – песок средней крупности высотой 18,4 м, 5 – траншеи; 6 – датчики напряжений, деформаций и массовой скорости амплитуды; 7 – провода для подключения осциллографа; Л.П. – линия подошвы здания

Из траншеи пробурены горизонтальные скважины диаметром 0,133 м в слоях намывных песков, заторфованных грунтах и илах в количестве 6 шт. на каждом слое через 0,6 м друг от друга. В пробуренной скважине устанавливали датчики, уложенные в полиэтиленовые мешки.

При исследовании влияния динамических нагрузок на свойства структурно-неустойчивого грунта измерялись напряжения в грунтовом массиве при импульсных нагрузках пьезодатчиками ЦТС-19 (Рис 2.8).

Динамическое деформирование при импульсном воздействии измерялось датчиками деформаций.

Для измерения ускорений частиц грунтов при импульсных нагрузках использовались пьезодатчики ЦТС-19, которые имеют высокий коэффициент полезного действия (КПД), хорошие механические свойства и самую низкую пьезочувствительность. Для измерения ускорения частиц грунта также использовались стандартные акселерометры типа АВС-016, жестко закрепленные на металлическом корпусе;

Измерение массовой скорости грунта при импульсном нагружении выполнялось с помощью сейсмоприемника СВ-20. Период собственных колебаний СВ-20 составляет 0,05 м/с и 0,1 м/с. Для получения амплитудных и амплитудно-частотных характеристик сейсмических каналов при импульсных нагрузках использовался вибростенд ВЭДС-200 и амплитудно-частотная характеристика грунтов (в илах и заторфованных) при 2-х фиксированных значениях амплитуды скорости смещения 0,05 и 0,1 м/с (Рис. 2.9).

Датчики устанавливались в скважинах плотно для надежного контакта грунта с чувствительным элементом датчика. Расстояние от стенки траншеи до датчиков изменялось от 30 до 40 см. После установки датчиков щели (скважины) тщательно утрамбовывались. Траншея засыпалась грунтом с послойной утрамбовкой с сохранением природной толщины подстилающих слоев до тех пор, пока его плотность не приближалась к плотности грунтов естественной структуры каждого слоя. Плотность утрамбованной супеси (или) и заторфованных грунтов контролировалась по отобраным пробам и практически совпадала с плотностью естественных слоев.

Для возмущения динамических нагрузок применялись вибраторы площадочные с вибратором ВП-1. Технические параметры приведены в Табл. А.2

(Приложение А). Вибратор ВП-1 широко применяют при забивке свай в грунт и часто называют вибропогружателем [7–9; 20].

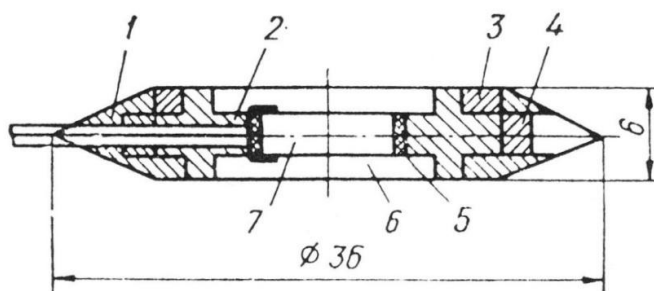


Рис. 2.8. Пьезодатчик для регистрации напряжений при взрывах в породах

Минимальная частота собственных колебаний этого датчика составляет $5 \cdot 10^4$ Гц, что достаточно для указанного выше частотного диапазона измеряемых в породах массива под подошвой подземных сооружений.

В экспериментах измерялись компоненты тензора напряжений σ_z и σ_x , МПа, от вибрации, в зависимости от глубины расположения датчиков: а) для заторфованных слоев $z = 2,2 \div 2,4$ м; б) для илистых слоев $z = 3,4 \div 3,6$ м; время нарастания напряжения в слоях: а) в заторфованных слоях $t_n = 44 \div 48$ с, $t_{на} = 28 \div 33$ с, $t_{BU} = 14 \div 20$ с; б) в илах $t_n = 120 \div 140$ с, $t_{на} = 60 \div 66$ с, $t_{BU} = 35 \div 40$ с; компоненты деформаций: а) для заторфованных пород – полная деформация $E_n = 0,250 \div 0,280$, в т.ч. упругие $E_y = 0,012 \div 0,016$; б) для илистых пород – $E_n = 0,120 \div 0,130$, в т.ч. упругие $E_y = 0,008 \div 0,01$.

Исследование волновой картины от вибрационной нагрузки проводилось в диапазоне относительных расстояний $1,8 \leq z \leq 2,5$ м для заторфованных подстилающих пород и $3,0 \leq z \leq 3,4$ м для илистых пород.

В результате обработки экспериментальных осциллограмм определялись следующие основные параметры вибрационной волны: t_n – время прихода возмущения в измеряемую точку, от включения вибратора ВП-1 по глубине заложения заторфованных и илистых слоев подстилающих песчаных грунтов массива толщиной 1,6 м (табл. А.1); t_n , $t_{на}$, t_{BU} – времена нарастания соответственно напряжения, ускорения и скорости смещения до максимума; максимальные значения соответствующих величин $[\sigma_z(t); \sigma_x(t); A_z(t); U_z(t); U_x(t)]$ и

времени t_+ и t_{+a} достижения первого нулевого значения соответственно для эпюры напряжений и ускорений (время действия положительной фазы первого вступления динамической нагрузки от вибратора ВП-1). По временам прихода возмущения в различные точки заторфованного и илистого подстилающего определялась скорость распространения начала возмущения до 2-го слоя из заторфованных и 3-го слоя из илистых подстилающих пород. Для заторфованных пород она составляет 123 м/с, для илистых пород – 165 м/с при влажности 40 % заторфованных и 31 % илистых пород. Скорость распространения звуковых возмущений в заторфованных породах – 223 м/с, а в илистых – 380 м/с. Результаты экспериментальных исследований подстилающих слоев – заторфованных и илистых грунтов под намывным песчаным слоем толщиной 1,6 м приведены в Табл. А.3. (Приложение А) [16; 20; 23; 28; 86].

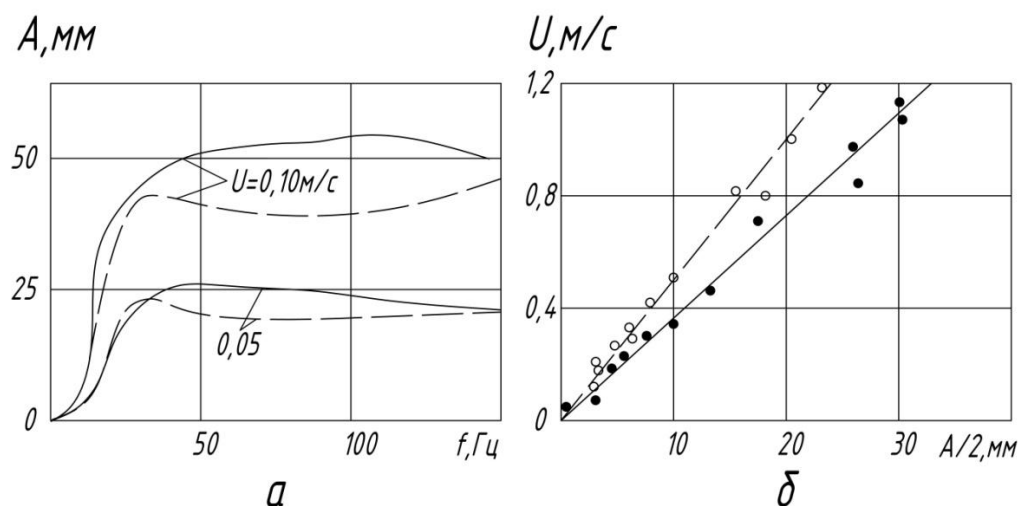


Рис. 2.9. Характерные амплитудно-частотные (а) и амплитудные (б) характеристики датчиков СВ-20, регистрирующих вертикальную (сплошная кривая) и горизонтальную (штриховая кривая) составляющие массовой скорости при вибрационных нагрузках

На основе обработки экспериментальных данных характерные амплитудно-частотные U м/с и амплитудные A , мм, характеристики датчиков сейсмической аппаратуры СВ-20 для заторфованных подстилающих грунтов, регистрирующих вертикальную (сплошная кривая) и горизонтальную (штриховая кривая)

составляющие массовой скорости при скоростях смещения $V = 0,10$ м/с до $0,05$ м/с приведены на Рис. 2.13.

Амплитуда массовой скорости (U , м/с), время нарастания массовой скорости до максимума (δ), время нарастания напряжения до максимума (θ) в зависимости от глубины поверхности приложения вибрационных нагрузок показаны на Рис. 2.10. Проведены эксперименты для супесей различной влажности.

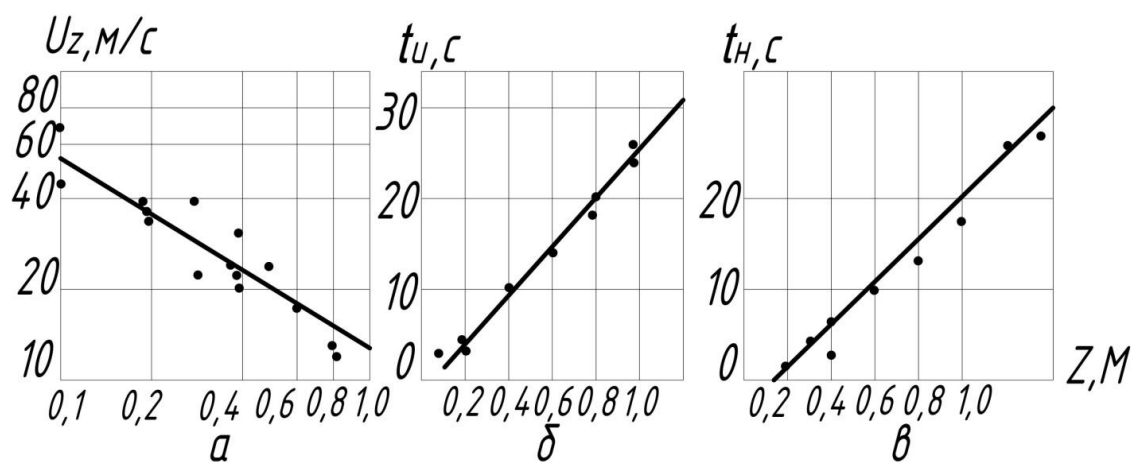


Рис. 2.10. Амплитуда массовой скорости (а), время нарастания массовой скорости до максимума (б), время нарастания напряжения до максимума (в) в зависимости от глубины расположения датчиков в заторфованных слоях под намывными песками глубиной 1,6 м. Экспериментальные данные: жирные точки – амплитуда массовой скорости; светлые треугольники – время роста напряжений до максимума

Анализ представленных результатов экспериментальных исследований показывает, что с ростом влажности в торфяных и илистых грунтах возрастают амплитудные параметры для всех динамических нагрузок, в т.ч. вибрационных, импульсных, ударных и многократно повторных.

При сравнении экспериментальных исследований и теоретических данных влияния динамических нагрузок на прочность основания погрешность составила 11-12 %, что является допустимым при количестве циклов пульсации до $2 \cdot 10^6$ циклов.

2.4 Обоснования параметров моделирования массива со слабыми подстилающими слоями при динамических воздействиях

Для моделирования динамических явлений, в т. ч. колебательных процессов в грунтовом массиве под подошвой сооружений со слабыми и структурно-неустойчивыми грунтами, необходимо определить такие механические характеристики грунтов: динамический модуль упругости, динамический модуль сдвига, изменение коэффициента пористости от ускорения колебаний (виброуплотнение из виброкомпрессионной кривой) в пределах линейных деформаций, коэффициент внутреннего неупругого сопротивления, а также зависимость этих величин от частоты колебаний, влажности и других факторов.

Необходимо применять специальные микровибраторы возбуждения вибраций, проволоочные или другие тензодатчики для измерения деформаций, напряжений, вибрационных ускорений и т. д.

При моделировании грунтового массива из структурно-неустойчивых грунтов, например, для заторфованных грунтов, приняты коэффициенты Пуассона $0,22 \leq \mu_{o,m} \leq \mu_{o,n} \leq 0,35$ (где $\mu_{o,m}$ – для модели, $\mu_{o,n}$ – реальные или натурные); модуль деформаций $0,24 \leq E_{o,m} \leq E_{o,n} \leq 0,52$ МПа (где $E_{o,m}$ – для модели, $E_{o,n}$ – реальные или натурные).

Следует отметить, что низкомодульные материалы могут проявлять реологические свойства в своем поведении при динамических нагрузках в значительно более сильной степени, чем обычные материалы, особенно при вибрации. Поэтому при испытании моделей заторфованные грунты не рекомендуется заменять материалом с еще меньшим модулем деформации (например, мочалками или каустическими гибкими материалами и т.д.) .

Модуль деформаций и модуль сдвига в грунтах обычно изменяются пропорционально, поэтому, коэффициент Пуассона, зависящий от их отношения, не изменяется, а логарифмический декремент колебаний при вибрационных и других динамических нагрузках может немного изменяться в модельных испытаниях по сравнению с реальными поведением таких грунтовых массивов,

состоящих из илистых, заторфованных и других структурно-неустойчивых грунтов, из-за размерности моделей и реального грунтового массива под подошвой сооружений.

При моделировании структурно-неустойчивых грунтов для испытания на динамических нагрузках необходимо найти разумное соотношение между величинами, входящими в уравнение

$$\frac{f_m}{f_n} = \frac{l_n a_m}{l_m a_n} \equiv \frac{l_n}{l_m} \sqrt{\frac{E_{o,m} \rho_n}{E_{o,n} \rho_m}}, \quad (2.21)$$

где f_m и f_n – соответственно частоты собственных колебаний модельного материала и натурной породы, Гц; l_m, l_n – линейные размеры модели и натурные, м; a_n, a_m – скорость распространения натурной и модельной продольной волны; $E_{o,m}, E_{o,n}$ – модули деформации модели и натурные, МПа; ρ_n, ρ_m – плотности модели и натурные.

Средства возбуждения динамических нагрузок, в нашем случае вибраций, принимаются такие, которые могут моделировать натурные динамические источники в процессе эксплуатации подземных сооружений в реальных условиях.

Для испытания модели грунтового массива под подошвой подземного сооружения из железобетонных рамных конструкций, изготовленных из бетона В40, где $E_b = 3,25 \cdot 10^4$ МПа и $\rho_n = \gamma_n = 24$ кН/м³, и работающих в диапазоне частот вибрационных динамических нагрузок $15 \text{ Гц} \leq f_n \leq 60 \text{ Гц}$, при генерируемых частотах $30 \text{ Гц} \leq f_n \leq 250 \text{ Гц}$, определяется соотношение между масштабом и механическими характеристиками материалов [89; 91; 93; 94]:

$$0,24 \sqrt{\frac{E_{o,m} \rho_n}{E_{o,n} \rho_m}} \leq \frac{l_m}{l_n} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E_{o,m} \rho_n}{E_{o,n} \rho_m}}, \quad (2.22)$$

Взамен плотности ρ_n, ρ_m можно принимать удельный вес γ материалов натурных $\rho_n = \gamma_n$ и модельных $\rho_m = \gamma_m$.

Чем ниже $E_{o,m}$ и выше ρ_m , тем меньше может быть модель. Например, для бетона конструкции подземного сооружения, которое передает динамические нагрузки на массив пород $E_{o,m} = 21$ МПа и $\rho_m = \gamma_m = 10$ кН/м³, неравенство (2.22) имеет вид:

$$0,0096 \leq \frac{l_m}{l_n} \leq 0,02. \quad (2.23)$$

При моделировании элементов подземных сооружений с передачей динамических нагрузок на грунтовый массив, в случае, когда достаточно учесть упругость массива приближенно по схеме Винклера при коэффициенте упругого равномерного сжатия $C_{z,m}$, можно установить модель на слой поролона толщиной, равной

$$h_m = \frac{E_{m,n}}{C_{z,m}}, \quad (2.24)$$

где $E_{m,n}$ – модуль упругости поролона, определяемый из опыта; $C_{z,m}$ – коэффициент упругого равномерного сжатия модели, например, из поролона.

Следует отметить, что наиболее распространенные методы определения физико-механических характеристик элементов конструкций и грунтового массива базируются на мгновенном снятии нагрузки с образца с записью процесса его деформирования под динамическими нагрузками. При этом, выделяя упругую часть деформации, определяют модули упругости и сдвига, коэффициент Пуассона. По записи свободных затухающих колебаний определяют характеристики затухания.

Поскольку время реализации упругой части деформации близко к четверти периода собственных колебаний, а основная собственная частота соответствует четверти волновой формы собственных колебаний, то характерная длина волны, при которой реализуются механические характеристики, определяемая таким способом, равна четырем длинам образца. Учитывая, что маломасштабные модели имеют максимальный размер от 5 до 150 см, а минимальный в несколько раз меньше, то характерные длины волн, соответствующие их собственным частотам, могут быть в пределах 10÷150 см. Длину образца для определения механических характеристик следует выбирать в пределах 2,5÷40 см.

Коэффициент внутреннего неупругого сопротивления $\gamma_{o,m}$ для грунтов массива определяется формулой:

$$\gamma_{o,m} = \frac{C_0(q)}{R}, \quad (2.25)$$

где C_0 – функция от соотношения веса действующих нагрузок к весу образца при $q=1,0\div 25$; $C_0=0,74\div 1,0066$ – отношения амплитуды колебаний от конца образца, которое передается возбудителем динамических нагрузок, т.е., от подошвы элементов конструкций до конца грунтового массива (толщина грунтового слоя, которая определяется колебательными характеристиками), т.е.

$$R = \frac{A_{н.о}}{A_{к.о}}, \quad (2.26)$$

где $A_{н.о}$, $A_{к.о}$ – амплитуды начальных и конечных толщин массива пород.

В наших случаях массив породы, состоящий из заторфованных, илистых или набухающих, лесово-просадочных и др. структурно-неустойчивых пород моделировать очень сложно, особенно, если эти породы являются подстилающим слоем под намывным песком, моделировать их практически невозможно, поэтому влияние динамических воздействий на свойства этих пород изучались в натурных испытаниях.

При испытании модели в натурных условиях системы «элементы конструкции подземных сооружений – грунтовый массив», состоящий из слабых и структурно-неустойчивых грунтов как подстилающих слоев, медленно меняли обороты вибратора, проходя весь частотный диапазон, по ближайшему к вибратору датчику следили за амплитудой колебаний до максимальной величины и фиксировали частоту и амплитуду в различных точках заторфованных и илистых грунтов подстилающих слоев. Затем увеличили массу дебалансов вибратора и следили за изменениями частоты и амплитуды. Если частота не изменяется и амплитуда увеличивается пропорционально массе дебалансов вибратора, тогда можно считать, что грунтовый массив под подошвой подземного сооружения работает в линейной области между напряжением и деформацией.

Для определения изменения свойств грунтового массива при динамических нагрузках путем испытания, необходимо определить компоненты перемещений или деформаций в заданной точке (где установлены датчики) u_j или ε_j , скоростей u'_j , ускорений u''_j при воздействии динамических нагрузок.

2.5 Сравнение результатов осадки основания

В качестве примера проведем расчет осадки основания со слабыми и структурно-неустойчивыми подстилающими грунтами под намывным песком.

Допустим, под подошвой подземного сооружения осталось 1,0 м намывного грунта с показателями:

I слой – намывной грунт, удельный вес частицы $\gamma_s = 27,2 \text{ кН/м}^3$; удельный вес $\gamma_s = 18,6 \text{ кН/м}^3$; природная влажность $W = 0,06$, песок средней крупности и средней плотности, коэффициент пористости

$$e_0 = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + W) - 1 = \frac{27,2}{18,6} (1 + 0,06) - 1 = 0,55; \quad \text{степень влажности:}$$

$$S_r = \frac{W \cdot \gamma_s}{e_0 \cdot \gamma_w} = \frac{0,06 \cdot 27,2}{0,55 \cdot 10} = 0,30, \quad \text{где } \gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3 \text{ — удельный вес поровой воды,}$$

$0 < S_r = 0,30 < 0,5$ — песок маловлажный, сила сцепления $c = 0,002 \text{ МПа}$; угол внутреннего трения $\varphi = 31^\circ 40'$; модуль общей деформации $E_0 = 40 \text{ МПа}$, условное расчетное давление $R_0 = 0,4 \text{ МПа}$.

II слой – торф из органо-минеральных образований со значительным содержанием органических веществ (около 60%), компрессионная кривая имеет очертание, близкое к логарифмической прямой.

Кроме того, в грунте с органическими остатками (около 60 %) с течением времени ($t = 10$ лет) после намывания грунта произошла минерализация (сгнивание органических остатков). Толщина II торфянистого слоя после минерализации как подстилающего слоя составляет 2,2 м.

Торфянистые грунты имеют следующие показатели: удельный вес частицы $\gamma_s = 10,2 \text{ кН/м}^3$, удельный вес $\gamma = 7,6 \text{ кН/м}^3$; природная влажность $W = 0,12$, коэффициент пористости $e_0 = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + W) - 1 = \frac{10,2}{7,6} (1 + 0,12) - 1 = 0,503$; угол внутреннего трения $\varphi = 8^\circ 30'$; сила сцепления $c = 0,0012 \text{ МПа}$; модуль общей деформации

$$E_0 = 4,6 \text{ МПа}; \text{ степень влажности } S_r = \frac{W\gamma_s}{e_0\gamma_w} = \frac{0,12 \cdot 10,2}{0,503 \cdot 10} = 0,243; \quad 0 < S_r = 0,243 < 0,5 \quad -$$

торф маловлажный. Условное расчетное давление $R_0 = 0,06 \text{ МПа}$.

III слой – супесь – имеет толщину 3,4 м при следующих показателях: удельный вес частицы $\gamma_s = 26,6 \text{ кН/м}^3$, удельный вес $\gamma = 19,8 \text{ кН/м}^3$; природная влажность $W = 0,09$, угол внутреннего трения $\varphi = 27^\circ 30'$; сила сцепления $c = 0,0122 \text{ МПа}$; предел текучести $W_L = 0,118$; предел раскатывания $W_p = 0,064$. Число пластичности: $I_p = W_L - W_p = 0,118 - 0,064 = 0,054$, так как $0,01 < I_p = 0,054 < 0,07$ – грунт является супесью.

$$\text{Показатель консистенции: } I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,09 - 0,064}{0,118 - 0,064} = 0,481. \quad \text{Так как}$$

$0 < I_L = 0,481 < 1$ – супесь пластичная:

условное расчетное давление супеси находим интерполяцией, при коэффициенте пористости $e_0 = \frac{\gamma_s}{\gamma}(1+W) - 1 = \frac{25,6}{16,8}(1+0,09) - 1 = 0,660$

$0,5 < e_0 = 0,660 < 0,7$ и по числу консистенции: $0 < I_L = 0,48121$ условное расчетное давление будет $R_0 = 0,25 \text{ МПа}$. Модуль общей деформации для супеси пластичной $E_0 = 22 \text{ МПа}$.

IV слой – глина – имеет следующие показатели: удельный вес частицы $\gamma_s = 27,4 \text{ кН/м}^3$; удельный вес $\gamma = 19,6 \text{ кН/м}^3$; природная влажность $W = 0,12$; угол внутреннего трения $\varphi = 19^\circ 00'$; сила сцепления $c = 0,059 \text{ МПа}$; предел текучести $W_L = 0,398$; предел раскатывания $W_p = 0,181$; число пластичности $I_p = W_L - W_p = 0,398 - 0,181 = 0,217$, поскольку $I_p = 0,219 > 0,17$, грунт относится к глинам. Показатель его консистенции: $J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,12 - 0,181}{0,398 - 0,181} < 0$ – следовательно, глина твердая.

Условное расчетное давление R_0 , МПа находим по интерполяции: коэффициент пористости – $e_0 = \frac{\gamma_s}{\gamma}(1+W) - 1 = \frac{27,4}{19,6}(1+0,12) - 1 = 0,566$; $0,5 < e_0 = 0,566 < 0,6$,

а $I_L < 0$, по интерполяции между e_0 и I_L будет: $R_0 = 0,5$ МПа. Модуль общей деформации для твердой глины $E_0 = 50$ МПа.

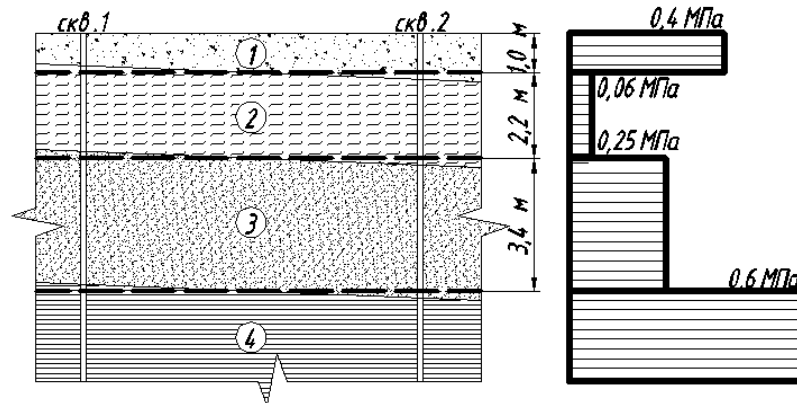


Рис. 2.11. Разрез по створу скважин строительной площади и эпюра условного расчетного давления R_0 , МПа отдельных слоев: 1 – намывной песок средней крупности и средней плотности ; 2 – торф; 3 – супесь пластичная; 4 – глина твердая

Глубина заложения сооружения $d_1 = 7,0$ м.

Определение предварительных размеров подошвы сооружения выполняем при $R_0 = 0,06$ МПа по торфу, т.к. высоты намывного песка $h = 1,0$ м недостаточно:

$$F = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{cp} d_1} = \frac{583}{60 - 20 \cdot 7} = \frac{583}{60 - 140} < 0$$

Значение $N_{II} = 583$ кН/м принято равным от внутренней стенки 8-ми этажного жилого дома, как замена подземных сооружений, предназначенных для транспортного средства.

Так как для $R_0 = 0,06$ МПа по торфу площадь подошвы сооружения исчисляется ($F < 0$), то необходимо закрепить торф с применением полимера (карбамидной смолой) с помощью инъекторов на всю высоту торфяного слоя совместно с песчаным слоем (намывным грунтом) под подошвой сооружения:

$$h_z = (1,0 + 2,2) = 3,2 + 3,4 = 6,6 \text{ м}$$

Расход полимера на $1,0 \text{ м}^2$ при толщине слоя $6,6$ м:

$$Q = \pi r^2 n \ell_d = 3,14 \cdot 1,0^2 \cdot 6,6 \cdot 50\% \cdot 10 = 1056,2 \text{ литр} \cdot 10 = 10362 \text{ л,}$$

где r – радиус закрепления – $r = 1\text{ м}$; ℓ – длина заходки – $6,6\text{ м}$, n – пористость грунта, $n = 50\%$; $a = 10$ – коэффициент смолизации.

Раствор приготавливают на 1 м^3 , с расходом материалов:

- полимер – 520 кг (карбамидная смола);
- вода 785 л (как у глинистого раствора);

Расход материалов на $1,0\text{ м}^2$ площади толщиной $6,6\text{ м}$ составляет:

- цемент М-400- $300\text{ кг/м}^3 = 300\text{ кг} \cdot 6,6\text{ м} = 1980\text{ кг} = 1,98\text{ т}$;
- полимер, карбамидная смола: $10362\text{ л} \cdot 0,52 = 5388,24\text{ кг} = 5,39\text{ т}$.;
- вода – $785\text{ л} \cdot 6,6 = 5180\text{ л}$.

Подвижность раствора для инъектирования в грунт принимаем 22 см по конусу АзНИИ и плотность раствора $\rho = 12,8\text{ н/см}^3 \approx 1,28\text{ гс/см}^3$, время перемешивания, 30 мин. , водоотделение $1,0\%$, предел прочности на сжатие при добавлении цемента М-400 на 300 кг/м^3 раствора $\sigma_{сж} = 0,3 \div 0,35\text{ МПа}$ (как у глинистого раствора).

Определение осадки основания методом послойного суммирования.

Для расчета деформаций оснований используем расчетную схему в виде упругого линейно-деформируемого полупространства по рекомендациям СНиП или ДБН. Деформации определяются методом послойного суммирования осадок отдельных слоев в пределах нижней границы сжимаемой толщи (линии НГСТ) основания (Рис. 2.12).

Дополнительное давление от сооружения будет $P_{oz} - \alpha(P_{II} - P_{\delta}) = \alpha(583 - 130,2) = \alpha(453)$, где $P_0 = (P_{II} - P_{\delta}) = (583 - 130,20) \approx 453\text{ кН/м}^2$.

Метод послойного суммирования позволяет определить осадку отдельно стоящего сооружения (фундамента), на которую влияют статические нагрузки, передаваемые от собственного веса сооружения со всем оборудованием. Динамические нагрузки от подвижного состава не учитываются из-за сложности расчета.

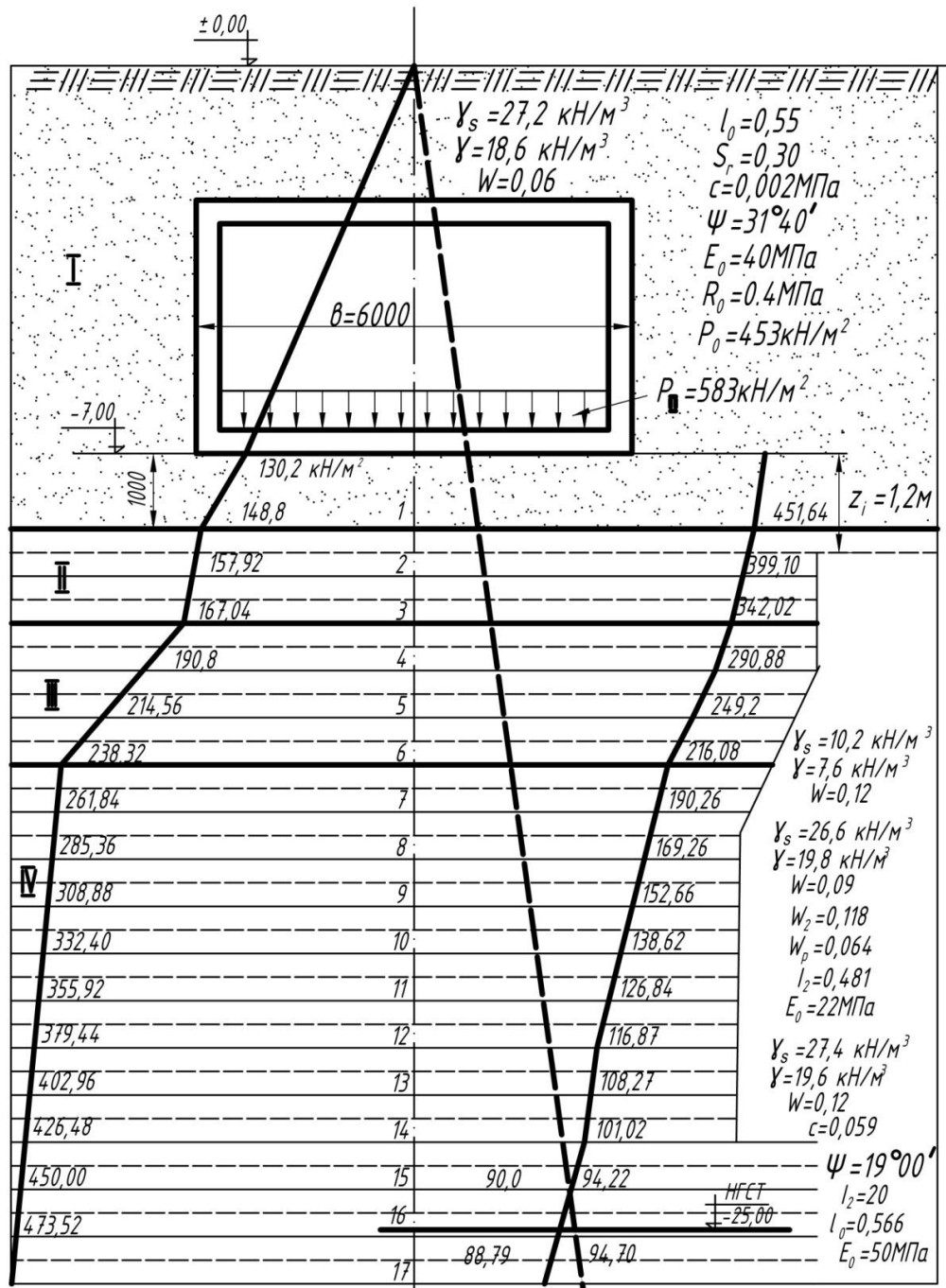


Рис. 2. 12. Расчетная схема по определению нижней границы сжимаемой толщи

Принимаем, что для сооружения шириной менее 10 м осадка вызывается дополнительным давлением P_{oz} , равным разности среднего давления передаваемого сооружением (фундаментом) $P_{II} = P_0 = 583 - P_s = 583 - 130,2 = 452,8 = 453 \text{ кН/м}^2$ и природного давления $P_{sz} = \gamma_{II} \cdot h$ (от веса грунта выемки котлована).

Ординаты природного бытового давления от собственного веса вышележащих слоев грунта определяются по формуле: $P_{\delta zi} = \sum_{i=1}^n \gamma_{II,i} H_i$, (кН/м²), где $\gamma_{II,i}$ – расчетное значение удельного веса i -го слоя грунта (кН/м³); H_i – толщина i -го слоя грунта (м).

При расчете по I слою грунта (намытого песка – средней крупности и средней плотности, $\gamma_{II} = 18,6$ кН/м³) принимаем одинаковым природное давление:

$$P_{\delta z1} = \gamma_{II,1} H_{i,1} = 18,6 \cdot 7,0 \text{ м} = 130,2 \text{ кН/м}^2.$$

Толщину элементарного слоя определяем: $z = \frac{0,4 \cdot b}{2} = \frac{\xi_i \cdot b}{2}$, где $\xi_i = 0,4$, так как через $0,4b$ изменяется элементарный слой, b – ширина подошвы сооружения.

Если для подземного сооружения принимать $b = 6,0$ м, тогда $z_i = \frac{0,4 \cdot 6,0}{2} = 1,20$ м – толщина элементарного слоя. В таких случаях природное давление под подошвой сооружения и под слоем намытого песка толщиной 1,0 м будет:

$$P_{\delta z1} = \gamma_{II,1} H_{i,1}, \quad P_{\delta z1} + \gamma_{II,1} \cdot H_{i,1} = 130,2 + 18,6 \cdot 1,0 = 148,8 \text{ кН/м}^2$$

для II слоя из торфа

$$P_{\delta z2} = P_{\delta z1} + \gamma_{II,2} \cdot H_{i,2} = 148,8 + 7,6 \cdot 1,2 = 9,12 + 148,8 = 157,82 \text{ кН/м}^2$$

$$P_{\delta z2,2} = P_{\delta z2} + \gamma_{II,2} \cdot H_{i,2} = 157,82 + 7,6 \cdot 1,2 = 167,04 \text{ кН/м}^2$$

для III слоя из супеси:

$$P_{\delta z3} = P_{\delta z2} + \gamma_{III,3} \cdot H_{i,3} = 167,04 + 19,8 \cdot 1,2 = 167,04 + 23,76 = 190,8 \text{ кН/м}^2$$

для IV слоя из ниже линии НГСТ:

$$P_{\delta z4} = P_{\delta z3} + \gamma_{IV,4} \cdot H_{i,4} = 238,32 + 19,6 \cdot 1,2 = 261,84 \text{ кН/м}^2$$

Линия НГСТ (Рис. 2. 12) получается при $0,2P_{\delta zi} = P_{0zi} \cdot \alpha_i = \text{НГСТ}$, т.е. когда:

$$0,2P_{\delta zi} = 0,2 \cdot 450,0 = P_{0zi} \cdot \alpha_i = 0,453 \cdot 0,196 \approx 89,69 \text{ кН/м}^2,$$

где $\alpha_i = 1,0; 0,977; 0,881; 0,755; 0,642; 0,550; 0,477; 0,420; 0,374; 0,337; 0,306; 0,280; 0,258;$

0,239;0,223;0,208;0,196 – табличные данные, коэффициент снижения по глубине слоя (коэффициент затухания) дополнительных давлений, принято по СНиП.

Для графического нахождения НГСТ следует справа от оси z построить эпюру $0,2P_{\delta z}$, а пересечение этой эпюры с эпюрой P_{0z} дает положение НГСТ, а эпюры бытовых давлений $P_{\delta z}$ необходимо откладывать в левой стороне от оси z .

Осадка сооружения в пределах НГСТ определяется по формуле:

$$S = 0,8 \sum_{i=1}^n \frac{P_i^{cp} h_i}{E_{0i}}, \text{ м},$$

где S – конечная (стабилизационная) осадка, м; n – число элементарных слоев, на которое разделена по глубине сжимаемая толща основания, $h_i = z_i$ – толщина i -го элементарного слоя грунта; E_{0i} – модуль общей деформации i -го слоя грунта, кН/м², P_i^{cp} – среднее дополнительное (к природному) давление в i -ом слое грунта

$$P_i^{cp} = (P_{0zi1} + P_{0zi2}) / 2, \text{ кН/м}^2$$

Для удобства вычисления осадки сооружения расчет рекомендуем вести в табличной форме.

Как видно из расчета, только слой торфа дает сооружению осадку более 16 см, т.е. более, чем в два раза превышает допустимую величину осадки для данного вида сооружения ($[S] = 8 \text{ см}$).

Торфяной слой 2,2 м, оставаясь под намывным грунтом толщиной 8 м на длительное время, уплотнялся.

Замена слоя торфа 2,2 м и надстилающего тонкого слоя намывного песка до 1 м щебеночно-песчаным слоем позволяет уменьшить осадку сооружения на 19,0 см, что значительно меньше допустимой величины осадки, т.е. $S = 23,69 - 19 = 4,69 \text{ см} < [S] = 8 \text{ см}$.

В щебеночно-песчаном слое осуществляется увлажнение с уплотнением, в котором модуль деформации достигает 86 МПа. Щебеночно-песчаный слой воспринимает нагрузку и равномерно передает ее на подстилающий слой супеси,

поэтому в слое супеси осадка будет меньше, тогда общая осадка будет не более 5 см, что меньше допустимой величины $[S]=8$ см.

Таблица 2.1

Расчет осадки сооружений вырезанной $a=1$ пог.м

Слои	№ п.п.	ξ_i	$z_i = \frac{\xi_i b}{2} = \frac{0,4 \cdot 6}{2} = 1,2$ м	$P_{\delta zi}, \text{ кН/м}^2$	$P_{0zi} = \alpha P_0 = \alpha \cdot 453 \text{ кН/м}^2$	$0,2 P_{\delta zi}, \text{ кН/м}^2$	Знач. коэф. α_i	$P_i^{cp} = \frac{P_{i1} + P_{i2}}{2}, \text{ кН/м}^2$	Осадка S, см	Модуль общей деформ. $E_0, \text{ МПа}$
	0	1	2	3	4	5	6	7		
I	0	0	0	130,2	453,0	26,04	1,0	$P_{i1}^{cp} = 452,32$	1,08	40
	1	0,4	1,2	148,8	451,64	29,76	0,977			
II	2	0,8	2,4	157,02	399,10	31,26	0,881	425,37	8,87	4,6
	3	1,2	3,6	167,04	342,02	33,40	0,755	370,56	7,74	
III	4	1,6	4,8	190,8	290,83	38,06	0,642	316,43	1,38	22
	5	2,0	6,0	214,56	249,20	42,51	0,550	270,04	1,18	
	6	2,4	7,2	238,32	216,08	47,66	0,477	232,64	1,01	
IV	7	2,8	8,4	261,84	190,26	52,37	0,420	203,17	0,390	50
	8	3,2	9,6	285,36	169,42	57,07	0,374	179,84	0,346	
	9	3,6	10,8	308,88	152,66	61,77	0,337	161,04	0,307	
	10	4,0	12,0	332,40	138,62	66,48	0,306	145,64	0,280	
	11	4,4	13,2	355,92	126,84	71,18	0,280	132,73	0,255	
	12	4,8	14,4	379,44	116,87	75,89	0,258	121,86	0,234	
	13	5,2	15,6	402,96	108,27	80,59	0,223	112,57	0,217	
	14	5,6	16,8	426,48	101,02	85,39	0,208	104,65	0,202	
	15	6,0	18,0	450,0	94,22	90,0	0,196	103,02	0,198	
	16	6,4	19,2	473,52	88,79	94,70	0,184	91,51	0,177	

Если не заменить 3,2 м (1 м намывного песка и 2,2 м торфа) под сооружением щебенкой, то необходимо закреплять 5,4 т полимерами и 1,98 т цемента М-400 на 1 м^2 площади высотой 6,6 м (1,0 м намывного песка; 2,2 м торфяного слоя; 3,4 м супеси пластичной), что значительно удорожает основание сооружения по сравнению с заменой щебнем с песком.

Для закрепления требуется расход полимерного материала – например, карбамидной смолой на 1 м^2 площади, высотой 6,6 м, $Q = 5,4$ тонн; цемента М-400-1,98 т.

Следует отметить, что торфяной слой не рекомендуется закреплять силикатным раствором, так как он водорастворим. Поэтому намывной грунт, торфяной слой и супесь закрепляются полимерными растворами.

Для заданных условий также была построена конечно-элементная модель конструкции и исследуемого массива. В результате моделирования получены деформированная сетка, суммарные перемещения, вертикальные перемещения, сдвиговые деформации, относительные сдвиговые напряжения, напряжения отклонения, горизонтальные эффективные напряжения, вертикальные эффективные напряжения, горизонтальные эффективные напряжения, сдвиговые напряжения, декартовы полные напряжения, полные горизонтальные напряжения, полные вертикальные напряжения, сдвиговые напряжения (Приложение Б, Рис. Б.1–Б.15).

Вертикальные деформации, полученные в результате моделирования методом конечных элементов, подтверждают правильность расчета осадки методом послойного суммирования.

Результаты по данному разделу опубликованы в печатных работах [73; 111; 123].

Выводы

1. Динамические нагрузки резко изменяют поведение грунтового массива под подошвой подземного сооружения, состоящего из слабых и

структурно-неустойчивых грунтов или находящиеся в виде подстилающего слоя под грунтовым массивом. От динамических нагрузок слабые и структурно-неустойчивые грунты разжижаются, теряют прочность, переходят в вязко-пластическое, упруго-пластическое или текучее состояния и дают лавинную деформацию.

2. Источники динамических нагрузок, действующих на грунтовой массив под подошвой подземных сооружений, очень многообразные, но их можно классифицировать по принципу работы машин и механизмов: машины с конструктивно-неуравновешенными движущимися частями, с номинально уравновешенными движущимися частями, динамические нагрузки от подвижного состава; эксплуатационные импульсные нагрузки, вибрационные, взрывные и сейсмические нагрузки.

3. Расчетные параметры в виде «динамической жесткости» грунтового массива под подошвой сооружений, подверженных динамическим нагрузкам отличаются друг от друга по вышеперечисленным классификациям динамических нагрузок и определяются специфическими методами.

4. Изменение прочностных и деформационных характеристик слабых и структурно-неустойчивых грунтов под подошвой сооружения или как подстилающих слоев под намытым песком под подошвой подземного сооружения, определялись в лабораторных условиях с помощью компрессионных и срезных приборов и стабилметром, а также в полевых условиях с использованием лопастных приборов, фильтрационных установок, каратажей и других приборов инженерной геофизической разведки.

5. При динамических нагрузках несущие конструкции подземных сооружений, которые передают нагрузку на грунтовой массив, взаимосвязаны не только с грунтом под подошвой сооружения, но и с подстилающими слабыми и структурно-неустойчивыми грунтами. Подстилающие слабые и структурно-неустойчивые грунты в массиве могут давать недопустимую величину осадки и привести к полному разрушению сооружения.

6. Экспериментальными изучениями колебаний грунтового массива под подошвой сооружения с подстилающими слоями из слабых и структурно-неустойчивых грунтов определены физико-механические свойства в лабораторных и полевых условиях, при статических и динамических нагрузках, определены амплитудно-частотные и амплитудные параметры, массовой скорости, максимальные напряжения и другие расчетные параметры.

7. Смоделированы колебательные процессы в грунтовом массиве под подошвой сооружения со слабыми подстилающими слоями при динамических воздействиях. Для моделирования были использованы лессово-просадочные суглинки, набухающие монтмориллонитовые глины, илистые и торфяные реальные грунты, а динамические нагрузки были обеспечены микровибраторами, вибраторами В-76 и ВП-1.

8. С помощью экспериментальных параметров, полученных при модельном испытании микровибраторами и площадочными вибраторами В-76 и В-97, передающими динамические нагрузки на грунтовый массив, состоящий из прочного грунта (намывной песок средней крупности, средней плотности) и слабого подстилающего слоя (супесь и торфянистый грунт – как структурно-неустойчивый), определено влияние динамических воздействий на грунтовый массив как 2-слойный грунтовый массив.

РАЗДЕЛ 3 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СВОЙСТВ СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТОВ В МАССИВЕ

3.1 Определение свойств структурно-неустойчивых подстилающих слоев в массиве при статических и динамических нагрузках

В лабораторных условиях определены физико-механические показатели лессовидных супесей и суглинков по II типу просадочности, суглинков с водноколлоидными и минеральными частицами в виде илов, торфяных грунтов с органическими примесями более 68 % по весу со степенью разложения 20 % и набухающих монтмориллонитовых глин, которые часто являются подстилающими слоями под намывными песками или аллювиальными природными отложениями.

Физико-механические показатели этих грунтов определялись согласно существующих нормативных документов в лабораторных и полевых условиях.

Испытания образцов в компрессионном, срезном, лопадном приборах, стабилометре и других приборах выполнялись при действии статических, монотонно нарастающих нагрузок.

Дополнительные испытания на просадки лессовых просадочных супесей и суглинков проводились по методике «двух кривых», а также абсолютной просадочности S_{sl} , см, которая составляет $S_{sl}=79\div85$ см при увлажнении до $W=0,4$, а относительная просадка достигает $\varepsilon_{sl}=0,015\div0,18$ во времени $t=98$ сут. при постоянном давлении $P_i=0,1\div0,7$ МПа, влажности $W= W_p=0,21\div0,22$, температуре воды в пределах $18\div20$ °С.

Серии опытов производились во время строительства дома в Киеве, где толщина намытого песка достигла 4,5 м, под ним остались лессовые просадочные грунты толщиной до 20 м. После рытья котлована под сооружения глубиной 3,7 м слой намытого песка составил 80 см, который фактически не мог воспринимать действующие нагрузки от 22-х этажного дома.

Для изучения влияния характера увлажнения на закономерности процесса

инфильтрации и просадки нарезаны две траншеи одинаковой формы и геометрических размеров (Рис. 3.1) с шириной дна 400 мм, шириной у поверхности 2000 мм, высотой 1000 мм. Наполнение водой одной траншеи проводилось непрерывно в течение всего периода увлажнения при температуре 20°C, с сохранением постоянной высоты слоя воды 90 см. Вторую траншею наполняли водой периодически после того, как находящаяся в ней вода полностью просачивалась в грунт [31; 79; 80].

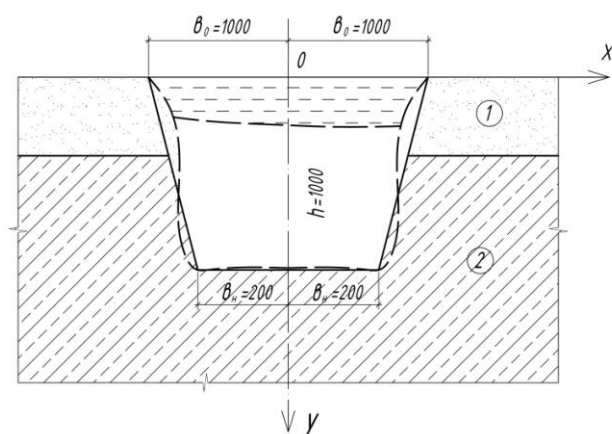


Рис. 3.1. Опытная траншея по изучению свойств лессовидных супесей и суглинков по просадочности: 1 – намывной песок; 2 – лессовидный суглинок

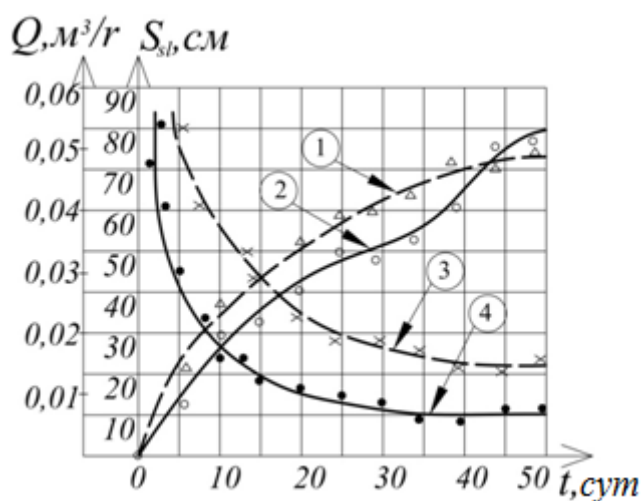


Рис. 3.2. Зависимости изменения фильтрационного расхода и абсолютной просадки лессовидных суглинков во времени (пунктирные) и периодическом (сплошные) замачивании: 1, 2 – абсолютные просадки; 3, 4 – фильтрационный расход

Увлажнение обеих траншей производили до наступления просадки в течение 98 суток. Результаты этих опытов показаны на Рис. 3.2 в виде кривых зависимостей изменения фильтрационного расхода и просадки дна траншей во времени при непрерывном и периодическом замачивании.

Характерно, что чем больше смочена часть траншеи, где залегают лессовые просадочные подстилающие грунты, тем больше величина и скорость развития просадки.

При сопоставлении инфильтрации воды для 2-х условий замачивания установлено, что расход воды больше при непрерывном увлажнении, что объясняет большую просадку в непрерывном замачивании (Рис. 3.2). Однако во время стабилизации просадки выравнивается расход воды в обоих вариантах увлажнения.

Величина абсолютной просадки определялась величиной измерений просадки во времени при увлажнении в реальных траншеях, а относительные просадки – в лабораторных условиях.

Следует отметить, что с увеличением влажности лессовых просадочных грунтов при постоянной величине уплотняющих давлений относительная деформация просадки возрастает. Это видно из Рис. 3.3., где показаны кривые изменения относительной просадки $\varepsilon_{sl}(t')$ во времени при постоянном давлении $P=0,1 \text{ МПа}=\text{const}$ и различных влажностях $W=0,1\div 0,35$.

При увеличении уплотняющих давлений $P=0,05\div 0,7 \text{ МПа}$ и постоянной влажности $W=\text{const}$ относительная просадочность ε_{sl} лессовых просадочных грунтов возрастает во времени. Это хорошо видно из Рис. 3.4., при этом принято, что величина влажности равна пределу раскатывания, т. е. $W=W_p=0,21\div 0,22=\text{const}$.

Начальное давление просадки для лессовых просадочных грунтов обычно изменяется в широких пределах, например от 0,002 до 0,2 МПа. Для лессовых супесей и суглинков II типа просадочности начальное просадочное давление можно принимать $P_{sl}=0,05 \text{ МПа}$, для которого характерна относительная деформация $\varepsilon_{sl}\geq 0,01$.

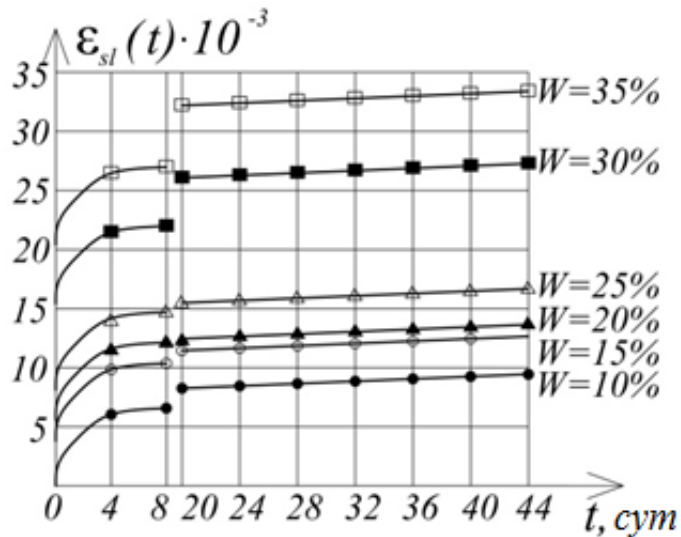


Рис. 3.3. Кривые изменения относительной просадки $\varepsilon_{sl}(t')$ во времени при постоянном давлении $P=0,1$ МПа и различных влажностях $W=0,1 \div 0,35$

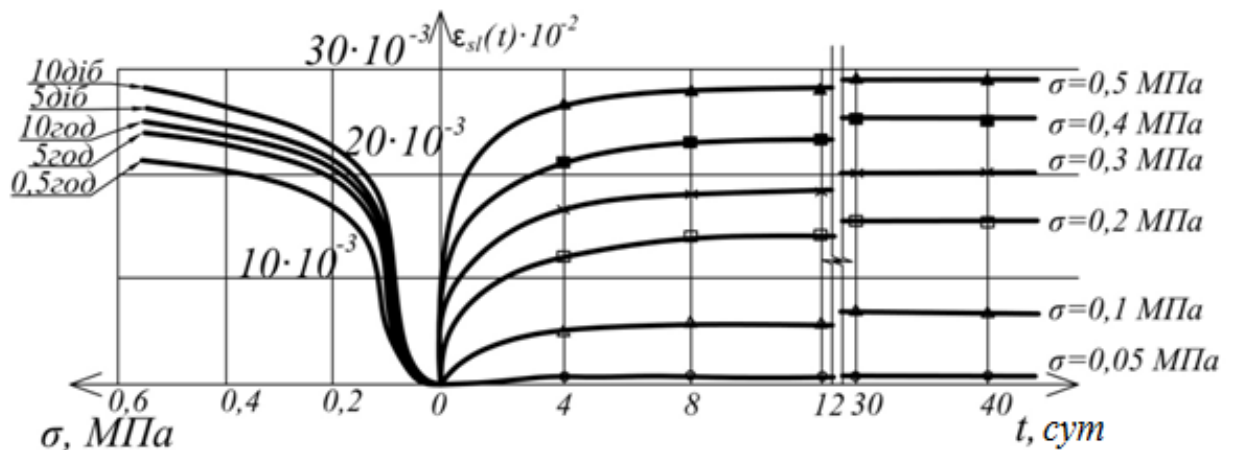


Рис. 3.4. Зависимости изменений относительной просадки ε_{sl} во времени при различных уплотняющих давлениях $P_i=0,05 \div 0,7$ МПа и постоянной влажности $W=W_p=\text{const}$

Начальная влажность W_{sl} для просадки лессовых грунтов всегда больше, чем максимальная молекулярная влагоемкость W_m , которая для лессовых грунтов находится в пределах $W_m=0,12 \div 0,14$. В наших условиях для лессовидных супесей и суглинков II типа по просадочности начальная просадочная влажность находится в пределах $W_{sl}=0,17 \div 0,2$, а полная водонасыщения $W_{sat}=0,4 \div 0,45$. Высота капиллярного поднятия воды $h_k=2 \div 2,2$ м.

Данные испытания просадочных грунтов приведены в Табл. А.4 (Приложение А).

Торфяные грунты как подстилающие слои в массиве.

Испытаниями в лабораторных условиях образцов-близнецов из торфяных грунтов установлено, что в составе взятых проб имеется от 58 до 68 % органических примесей. Разложенные частицы органических примесей составляют до 18 %.

Физико-механические показатели взятых проб торфяных грунтов находятся в следующих пределах:

- удельный вес частицы $\gamma_s = 10 \div 12,5$ кН/м³;
- удельный вес $\gamma = 9 \div 10,5$ кН/м³; природная влажность $W = 0,06 \div 0,08$, а при увлажнении пропитывают в себе большие молекулы воды, например, при водонасыщенном состоянии влажность достигает $W_{sat} = 530 \div 1500$ % от собственного веса, т.е. $W_{sat} = 5,3 \div 15,0$ доли един.;
- удельный вес в высушенном состоянии $\gamma_d = 4,3 \div 4,5$ кН/м³;
- коэффициент пористости $e_0 = 6 \div 15$, т.е. торфяные породы обладают высокой пористостью, например, $n = 80 \div 91$ %; в наших случаях $e_0 = 6,4 \div 8,6$;
- степень влажности в наших образцах при естественной влажности $W = 0,06 \div 0,08$ составляет $S_r = 0,0094 \div 0,0125$, а при $W_{sat} = 5,3 \div 15,0$ % – $S_r = 0,83 \div 2,34$;
- модуль деформации $E_0 = 0,26 \div 0,28$ МПа;
- коэффициент фильтрации после водонасыщения $W_{sat} = 530$ % $k_\phi = 0,05 \div 0,08$ см/ч;
- сила сцепления торфяных грунтов очень малая, т.е. $c = 0,0014 \div 0,0022$ МПа;
- угол внутреннего трения $\phi = 4^\circ 40' \div 5^\circ 20'$;
- коэффициент сжимаемости торфяных грунтов очень большой, т.е. $m_0 = 0,56 \div 0,64$ МПа⁻¹;
- структурная прочность торфяных пород при наших испытаниях составляла $P_{cmp} = 0,005 \div 0,012$ МПа.

Торфяные грунты, являющиеся подстилающими слоями в массиве, обладают весьма большой неравномерной сжимаемостью. Осадка в этих грунтах

протекает довольно медленно, при этом, вследствие длительного процесса минерализации органических веществ и ползучести скелета органических масс полного затухания, осадок почти не происходит.

Резкое ускорение процесса окисления и минерализации заторфованных слоев с одновременным увеличением скорости протекания неравномерных осадок подземных сооружений может произойти при изменении гидрогеологического режима оснований или подстилающих торфянистых залежей, особенно при аэрации грунтов, когда уровень грунтовых вод опустится настолько, что будет располагаться ниже подошвы заторфованных слоев. Такое понижение уровня грунтовых вод может вызвать катастрофическое возрастание осадок подземных сооружений.

Устройство подземных сооружений на массивах, у которых подстилающими слоями являются торфяные или заторфованные грунты, является серьезной проблемой и требует ее детального изучения.

Данные торфяных грунтов приведены в таблице А.4. (Приложение А).

Илистые грунты как подстилающие слои в массиве.

Илы являются водно-коллоидно-глинистыми грунтами со значительными (до 16 %) органическими осадками. Органо-минеральные коллоиды, которые являются основной частью илистых грунтов, весьма чувствительны к электролитам, изменения содержания которых может изменять устойчивость грунтов, переходит к разжижению. В коллоидном состоянии частицы илистых грунтов окружены относительно толстыми видными оболочками, удерживаемыми электромолекулярными силами притяжения, причем объем водно-коллоидных оболочек часто превышает объем минеральных частиц. Все это обуславливает переувлажнения илистых грунтов, содержащих значительное количество коллоидов. Природная влажность взятых нами проб илистых грунтов W значительно превышает предел их текучести $W_L=0,58\div 0,65$.

Илы обладают свойствами тиксотропии – разжижения при нарушении структурной прочности, т.е. структурных связей и восстановления губчатой структуры с течением времени вследствие теплового движения мельчайших

коллоидных частиц.

Основной особенностью илов как подстилающих слоев в массивах подземных сооружений является их весьма малая несущая способность и значительная сжимаемость, во много раз (более 20 раз) превосходящая сжимаемость твердых частиц. Коэффициент относительной сжимаемости взятых нами проб составляет $m_0=0,35\div0,44$ МПа.

Структурные связи в илах начинают разрушаться при относительно небольших нагрузках, например, $P \geq 0,005$ МПа и после разрушения структурных связей происходит лавинная деформация.

При давлениях, меньших структурной прочности, илы ведут себя, как квазитвердое тело. Предельное сопротивление илов сдвигу обеспечивается почти исключительно силами сцепления «с» и практически не зависит от влажности ила.

При давлениях, превышающих структурную прочность илов, их сила сцепления «с» резко уменьшается (примерно, на $2,5\div4,2$ раза).

При нагрузке меньше предельной илы не выдавливаются из-под сооружения, а весьма медленно уплотняются, и при этом дают значительные неравномерные осадки.

При испытании образцов-близнецов, изготовленных из взятых проб, в лабораторных условиях получены физико-механические, деформационные, прочностные и фильтрационные показатели илистых грунтов, которые приведены в Табл. А.4. (Приложение А).

На основе таблицы А.4. можно сделать выводы о том, что структурно-неустойчивые подстилающие слои в массивах подземных сооружений даже при статических нагрузках требуют усиления.

Для изучения изменения свойств структурно-неустойчивых подстилающих слоев в массиве под подошвой подземных сооружений при динамических нагрузках образцы-близнецы этих грунтов сначала подвергались динамическим воздействиям, а затем испытывались в лабораторных условиях.

Основными требованиями к вибраторам – минимальные размеры и обязательно поддающиеся оценке изменений инерционных и жесткостных

характеристик подстилающих слоев в массиве, состоящих из слабых и структурно-неустойчивых грунтов – торфяные, илистые, набухающие, лессово-просадочные и т.д. На основе анализа оборудования для возбуждения вибраций различных видов установили, что требованию в наибольшей степени соответствуют центробежные вибраторы, так как на жесткостные характеристики этих грунтов такие вибраторы вообще не имеют влияния, а их влияние на инерционные характеристики поддается учету, поскольку массу вибратора определяют простым взвешиванием. Имея малые размеры, помещенный в жесткий корпус вибратор в большинстве случаев принимается как сосредоточенная сила.

При испытаниях образцов-близнецов из структурно-неустойчивых пород применялись микровибратор, вибробулавы В-76 и В-97, закрепленные на площадки из листового железа размером 500x500x8 мм.

Вибробулавы В-76 и В-97 широко применяются при виброглубинном уплотнении песчаных грунтов. В случае добавления воды в грунт при уплотнении эти вибраторы называют гидровибраторами. Они состоят из собственного веса вибратора, прикрепленного шарнирно с помощью муфты для предохранения вспомогательных частей от колебаний вибратора. В корпусе вибратора, в нижней и верхней его частях, расположены сопла для подачи воды в грунт как при его погружении на проектную величину, так и при его извлечении.

В лабораторных исследованиях с помощью вибрации нарушили контакты между частицами и под воздействием инерционных сил вибрации и сил тяжести собственного веса, происходили передвижения твердых частиц и испытывали эти образцы до восстановления структурной связи. В результате вибраций происходило увеличение пористости в плотных породах, а уменьшение для рыхлых структурно-неустойчивых грунтов. Структурно-неустойчивые грунты в массиве находятся в рыхлом состоянии, поэтому у них при вибрации в основном происходит увеличение плотности и уменьшение коэффициента пористости.

Вибрирование образцов, изготовленных из структурно-неустойчивых грунтов, продолжалось 1 минуту, после вибрирования грунты испытывались

сразу, до восстановления структурных связей.

Из опыта глубинного виброуплотнения вибробулавами В-76 и В-97 известно, что в течение 10 минут с соблюдением всего цикла опускания и извлечения, песчаные грунты уплотняются до 3 м и достигают плотности от $\gamma=15,2 \text{ кН/м}^3$ и $\gamma=16,2 \text{ кН/м}^3$ при радиусе в $5\div 6$ м. Производительность установки составляет 400 м^3 грунта в час.

При вибрации пришли к разжижению илистых и лессово-просадочных водонасыщенных грунтов, это обстоятельство резко изменило свойства данных грунтов (Табл. А.5, Приложение А).

Образцы из структурно-неустойчивых грунтов испытывались при вибрации с различными ускорениями колебаний $\omega_y=400, 800, 1200, 1600, 2000, 2400, 2800, 3200 \text{ см/сек}^2$. На основе этих данных были построены виброкомпрессионные прямые, как показано на Рис. 3.5.

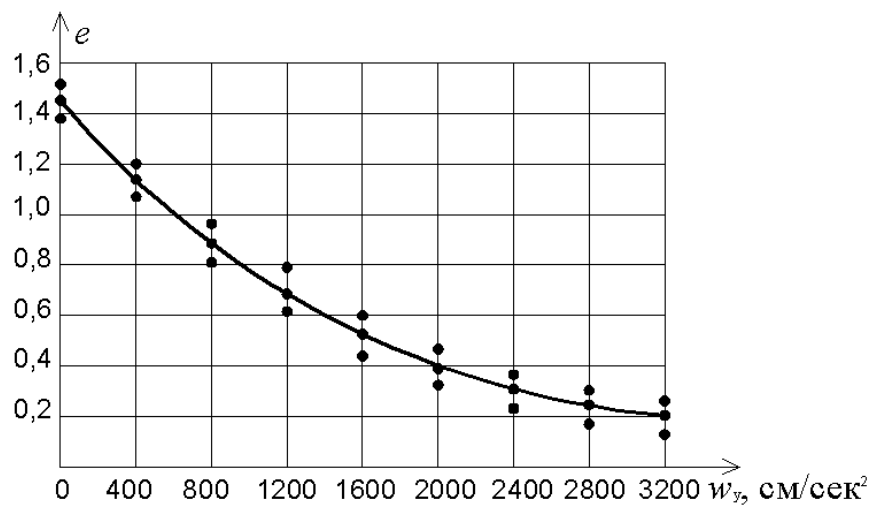


Рис. 3.5. Зависимость между коэффициентом пористости илистых грунтов e и ускорением колебаний w_y (виброкомпрессионная кривая)

Вибраторы, которые применялись для испытания образцов-близнецов из структурно-неустойчивых грунтов при определении влияния динамических нагрузок на свойства этих пород имели высокие обороты – $12\text{--}15 \text{ тыс.мин}^{-1}$, что позволило устанавливать достаточно большие дебалансные грузы, для создания силы до $0,5\div 10 \text{ Н}$ при 600 мин^{-1} . Частота составляла от 10 до $200\div 300 \text{ Гц}$.

Статический момент массы дебалансов для различных вибраторов колебался в пределах от 25÷200 Н, вынуждающая сила – от 5 до 20 кН.

После вибрации образцы из структурно-неустойчивых грунтов испытывались в компрессионном, срезном, лопастном, фильтрационном приборах, стабилметром и в других приборах, таких же, как и при статических испытаниях.

Дополнительные исследования с образцами из структурно-неустойчивых грунтов были проведены на копре 100FU122A. Копер Амслер (Швейцария) дает возможность применения грузов массой до 150 кг при высоте падения 4 м, с определением модуля упругости методами мгновенного снятия нагрузки при рычажной системе нагружения (элементы и общий вид этой установки приведены в разделе 2), определение модуля сдвига выполнялось методом мгновенного снятия нагрузки.

Образцы лессовидной супеси и суглинков, набухающих глинистых, заторфованных, илистых пород дополнительно испытывались на просадочные, набухающие, усадочные деформативности при увлажнении и определении коэффициентов сжимаемости.

Сопоставление данных при статической нагрузке (Табл. А.4, Приложение А) с динамической после одноминутной вибрации (Табл. А.5, приложение А) показало, что вибрации резко изменяют физико-механические показатели структурно-неустойчивых подстилающих слоев в массиве.

После вибрации удельный вес структурно-неустойчивых подстилающих грунтов в основном увеличивается, так как происходит уплотнение за счет уменьшения пористости. Намывной песок в природном состоянии находился в плотном состоянии, поэтому после вибрации его плотность снижалась, и песок становился средней плотности, то есть в намывном песке происходило разрыхление. После вибрации увеличивается даже природная влажность, видимо за счет отделения от твердых частиц незначительной части пленочной воды в результате вибраций, которые пополняют природную влажность.

Резкое изменение произошло в лессовидных супесях и суглинках, даже в

природной влажности при вибрации. Испытания лессовидных супесей и суглинков после вибрации в природной влажности показали, что прочностные характеристики: изменялись: сила сцепления снижалась с $c=0,076$ МПа до $c=0,066$ МПа и с $c=0,086$ МПа до $c=0,072$ МПа, угол внутреннего трения φ уменьшился всего на 2° . Вибрация для лессовидных супесей и суглинков в природной влажности несколько увеличила модуль деформации. Относительная и абсолютная просадочность после вибрации резко увеличились при одинаковой влажности $W=W_{sat}$ и уплотняющих давлениях $P_i=0\div 0,3$ МПа и более.

После вибрации во всех испытанных в образцах из структурно-неустойчивых грунтов коэффициенты фильтрации уменьшились, кроме намывного песка. Это объясняется тем, что все структурно-неустойчивые породы до вибрации имели малую плотность, и поэтому после вибрации плотность этих грунтов увеличилась, а их пористость уменьшилась, что повлияло на уменьшение коэффициентов фильтрации. До вибрации намывные пески находились в плотном состоянии, а после вибрации произошло разрыхление, что повлекло за собой увеличение коэффициента фильтрации.

3.2 Определение изменения прочностных параметров подстилающих структурно-неустойчивых грунтов при динамических нагрузках в массиве

Изменение прочностных параметров подстилающих структурно-неустойчивых грунтов в массиве под подошвой сооружений при динамических нагрузках изучалось в лабораторных и полевых условиях в широком диапазоне условий нагружений ударного, импульсно-вибрационного вида с заданными амплитудно-временными характеристиками.

Испытание образцов в лабораторных условиях проводились при статических и динамических нагрузках (на копрах (Рис. 3.6), пульсаторах ЦД-10пу, ГРМ-1, в срезных и компрессионных приборах).

Для измерения давления применялись мембранные тензометрические датчики с проволочными или фольговыми преобразователями [10;18; 24; 66].

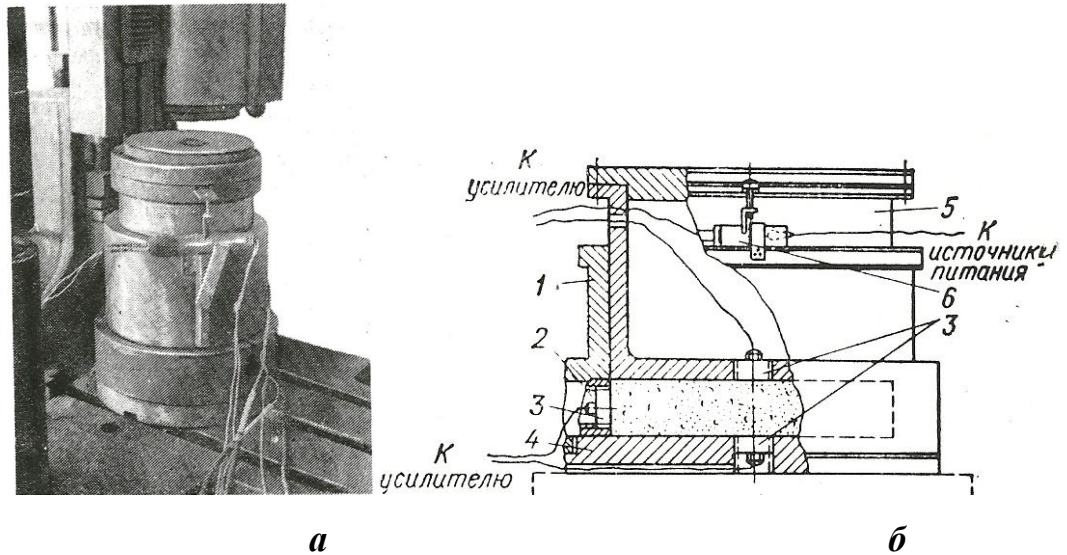


Рис. 3.6. Общий вид копра (а) и схема (б) испытательной камеры

Гранулометрический состав сжимаемых подстилающих структурно-неустойчивых грунтов, таких как илистые, заторфованные, лессово-просадочные, набухающие (бentonитовые, монтмориллонитовые, каолиновые и т.д.), ленточно-озерные глины, засоленные породы и т.д. весьма разнообразен. Тем не менее, верхний предел крупности минеральных зерен этих грунтов ограничен. Крупность наиболее грубозернистых лессовых-просадочных грунтов не превышает 1 мм, что обеспечивают получение достоверных результатов измерений давлений диаметров мембраны датчика. Максимальное радиальное напряжение на мембране таких датчиков не превышает $4,3 \cdot 10^8$ Па.

Собственная частота этих датчиков составляет не менее 180 кГц. Максимальная частота наивысшей гармоники вынужденных колебаний в наших экспериментах не превышала 0,5 кГц, что составляет примерно 0,28 % собственной частоты мембраны датчиков. Таким образом, принятые размеры датчиков полностью удовлетворяют требованию достоверности полученных результатов наших экспериментов.

Высота образцов грунтов, заторфованных, илистых и лессово-просадочных определялись конструктивными размерами боковых датчиков давления B и ожидаемой величиной абсолютной линейной деформации грунта h_r :

$$h_r = B + 2\Delta h_r,$$

где $B=24$ мм – ширина боковых датчиков давления; $\Delta h_r=3$ мм – высота линейной деформации; $h_r=30$ мм – высота образца; диаметр образца принимался $d=150$ мм.

Механическая схема проведения эксперимента приведена на Рис. 3.7. Испытательная камера 2 с датчиками давления 8 и деформации 7 и образцом породы 3 неподвижно закреплялись на станине копра 1 соосно свободно падающему грузу 4. При падении груз наносит удар по поршню 6, в результате чего в образце распространяется плоская волна сжатия, вызывающая необратимое (остаточное) деформирование породы. Изменение параметров импульсов давления достигалось с помощью резиновых прокладок 5 различной толщины, размещаемых между поршнем испытательной камеры и падающим грузом, а также изменение высоты падения и массы грузов. Это позволило варьировать условия нагружения и деформирования в следующих пределах: максимальное давление до 14,5 МПа; скорость нарастания давления (средняя) $3 \cdot 10^3 \div 7,55 \cdot 10^9$ Па/с; длительность действия импульса $3 \cdot 10^{-3} \div 3 \cdot 10^2$ с.; скорость деформирования до 110 с $^{-1}$.

Опыты по динамическому сжатию образцов структурно-неустойчивых пород дополняли испытаниями при статических нагрузках. Уровень давления контролировали с помощью динамометра ДО-5. Величина деформации образцов измерялась индикаторами часового типа с делением 0,01 [18–20].

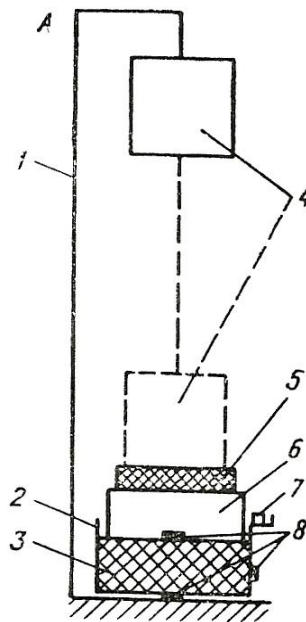


Рис. 3.7. Механическая схема эксперимента на приборе 100FU122А

Условия нагружения при импульсных давлениях и деформационные характеристики структурно-неустойчивых грунтов при статических нагрузках приведены в табл. А.4 (Приложение А), а при динамических нагрузках в Табл. А.5 (Приложение А).

Следует отметить, что при увеличении скорости нагружения деформации затухают. С увеличением действующего давления влияние скорости нагружения на развитие деформаций в структурно-неустойчивых грунтах уменьшается.

На диаграмме сжатия грунтов видно, что начальный участок деформирования до предела структурной прочности грунтов σ_s характеризуется в основном развитием упругих деформаций, а затем развиваются остаточные деформации ε_n .

При сопоставлении данных Табл. А.4 (Приложение А) с Табл. А.5 (Приложение А) видно, что прочностные параметры илистых грунтов «с» и « φ » при динамических нагружениях уменьшаются: «с» в 3÷4 раза, а « φ » в 2÷3 раза. Соответственно модуль общей деформации уменьшается в 3÷4 раза. Это показывает, что илистые грунты разжижаются и текучесть увеличивается.

При динамическом нагружении в структурно-неустойчивых грунтах возникает внутреннее напряжение, которое настолько велико, что в состоянии преодолеть повышение силы связности (давление связности « P_e »), возникшее при объемном деформировании грунтов, как только будет снята внешняя нагрузка (т.е. время действия импульсной нагрузки закончится). После прекращения внешней динамической нагрузки начинается процесс разуплотнения грунтов под влиянием порового давления. Понятно, что этот эффект проявляется тем сильнее, чем больше количество воздуха оказывается защемленным в порах.

Один из важнейших показателей, характеризующий механические поведения грунтов под нагрузкой, – коэффициент бокового давления (распора) $\xi = \mu_0 / (1 - \mu_0)$, который связан с коэффициентом Пуассона μ_0 . Как показали наши эксперименты, коэффициент бокового давления ξ в структурно-неустойчивых грунтах не остался постоянным, а изменялся под действующими динамическими нагрузками.

Общий характер изменения ξ при изменении σ_i приведен на Рис 3.8.

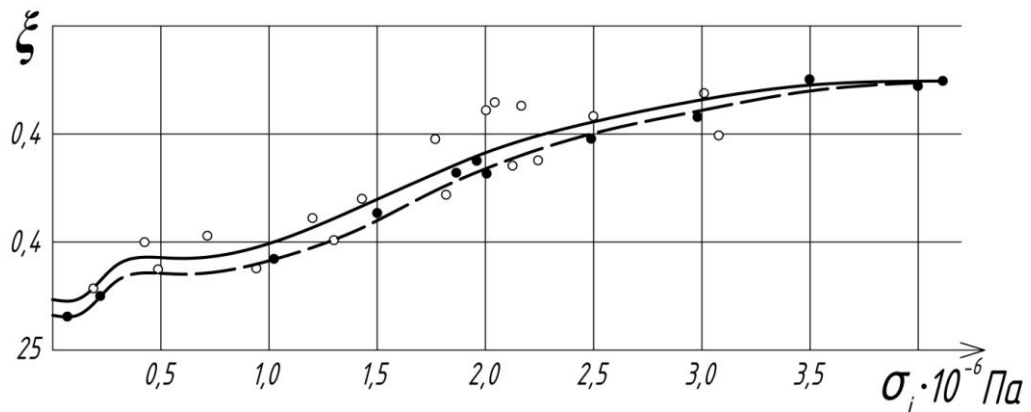


Рис. 3.8. Зависимость коэффициента бокового давления ξ от величины динамической нагрузки σ_i , Па для лессовидного суглинка: 1 – при влажности $W=0,12$; 2 – при $W=0,07$; ● – экспериментальные данные

Из Рис. 3.8 видно, что при малых значениях действующего динамического напряжения, когда образцы из структурно-неустойчивых грунтов работают в упругой стадии, коэффициент ξ остается приблизительно постоянным, а с переходом грунтов в пластическое состояние ξ скачкообразно возрастает до величины пластических материалов, т.е. ξ приближается к 1,0. Это наиболее характерно для лессовых просадочных грунтов.

По своему механическому поведению под динамической нагрузкой лессовые грунты существенно отличаются от других связных грунтов. Частицы их минерального скелета образуют структуры большей пористости, сохранившиеся в естественных условиях благодаря значительному развитию жестких кристаллизационных связей. Эти связи весьма непрочны и легко разрушаются при динамическом воздействии на замоченные образцы лесса.

Модуль остаточных деформаций $E_n = E_{0,d}$ лессовых просадочных грунтов зависит от скорости приложения динамической нагрузки. Скорость нагружения во время испытания была установлена в пределах $\sigma_i = 3 \cdot 10^3 \div 1,6 \cdot 10^9$ Па/с. Статический модуль деформаций приведен в Табл. А.4 (Приложение А). Чем больше скорость нагружения, тем больше модули остаточных деформаций

лессовых просадочных грунтов $E_{0,d}$. Например, при скорости нагружения $\sigma_i = 1,6 \cdot 10^9$ Па/с модуль $E_{0,d}$ в $1,8 \div 2,0$ раза превышает статическое значение E_0 , как видно из Табл. А.5 (Приложение А).

Структурная прочность структурно-неустойчивых грунтов сильно зависит от скорости нагружения. С ростом скорости нагружения структурная прочность грунтов возрастает, приближаясь к некоторому значению динамического предела прочности. Динамическая прочность структурно-неустойчивых грунтов примерно на $20 \div 30$ % больше, чем статическая. Чем больше скорость динамического нагружения, тем больше динамическая прочность структурно-неустойчивых грунтов при одинаковой влажности.

На Рис 3.9 (а и б) представлено влияние влажности лессовидных суглинков на изменение соответствующего угла внутреннего трения φ и силы сцепления «с» при статических (сплошные кривые) и динамических (штриховые кривые) испытаниях. Как видно на Рис 3.9, а, с ростом влажности w грунта угол внутреннего трения неуклонно снижается, приближаясь к значению, при котором грунты переходят в грунтовую массу. Изменение сцепления «с» в зависимости от w имеет более сложный характер. С увеличением влажности лессовых суглинков до $w = 0,08$ сцепление принимает максимальное значение, при дальнейшем возрастании w сцепление приближается к малому значению и грунт переходит во влажную массу, а по достижению $w > w_m = 0,12 \div 0,14$ лессовидный суглинок дает лавинную деформацию просадки (здесь w_m – молекулярная влажность породы).

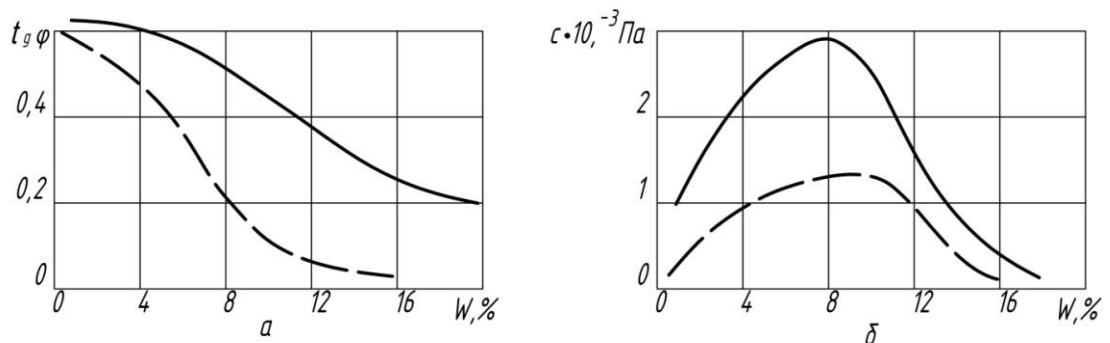


Рис. 3.9. Влияние начальной влажности на изменение угла внутреннего трения: сплошные кривые – при статических; пунктирные кривые – при динамических нагрузках

Изменение свойств илистых грунтов при динамических нагрузках.

Прочность илов зависит от структуры. Структурные особенности илов заключаются в том, что после переменного высушивания и замачивания илы могут переходить в обычные глинистые грунты. Нами установлено, что прочность структуры илов находится в прямой зависимости от химико-минералогического состава их тонкодисперсной части (Табл. А.6, Приложение А).

При залегании в природных условиях в илах с увеличением глубины увеличиваются крупные частицы. С глубиной в тонкодисперсной части илов увеличивается содержание минералов, имеющих молекулярное отношение SiO_2 : R_2O_3 . Здесь R_2O_3 характеризует окиси алюминия в виде Al_2O_3 . В наших случаях илы были засолены частицами C_a , что создает склонность к переходу илистых пород в глинистые. С увеличением глубины илистых слоев в наших случаях увеличивается количество C_a . Можно сказать, что с увеличением глубины слоя илистой породы увеличивается количество монтмориллонитовых частиц, способствующих переходу илистых пород в монтмориллонитовые.

Испытание образцов илистых пород были проведены в полевых условиях с помощью вращательно-срезного прибора. Этот прибор позволяет, помимо определения параметров сдвига, оценивать влияние на параметры структурных особенностей породы в зависимости от характера наблюдаемых в опыте деформаций.

В полевых условиях при бурении скважин смонтировали лопастные приборы к бурильным агрегатам. После вдавливания лопастей в стенки скважины и определения максимального крутящего момента M_{max} с угловой скоростью, примерно равной $0,01 \div 0,05$ град/сек., производили дальнейший поворот на $1-2^\circ$. После указанного поворота прибора, сопротивление сдвигу осталось без изменений, так как в илистой породе не было твердых включений. После этого осуществляли поворот на 90° прибора, но уже с угловой скоростью $6-10$ град/сек. При таком быстром повороте лопастей разрушается только менее прочная часть коагуляционной структуры илистых пород. Наличие менее прочных частей коагуляционной структуры в илистых породах осуществляется через толстые

водные прослойки, силы молекулярного притяжения здесь меньше, чем силы электростатического отталкивания, образованные вращением лопастей. Структурная связность илов разрушается после 360° поворота лопастей. После разрушения структурной прочности в илах с течением времени происходит сближение частиц силой молекулярного притяжения, структурная прочность восстанавливается очень медленно. У очень слабых илов структурная прочность восстанавливается примерно в течение 2–3 месяцев, а у более прочных – в течение нескольких недель или суток.

При наших испытаниях прочностные параметры илов на статических нагрузках были: $\varphi=4\div6^\circ$, $c=0,0008\div0,0012$ МПа; $\varphi=8\div12^\circ$, $c=0,001\div0,0016$ МПа; $\varphi=16\div18^\circ$, $c=0,0018\div0,0045$ МПа, здесь φ – угол внутреннего трения, c – сила сцепления.

Физические характеристики илов были: удельный вес частицы – $\gamma_s=18,4$ кН/м³; удельный вес грунта – $\gamma=12,6$ кН/м³, природная влажность $0,52\div0,6$; коэффициент пористости $e_0=1,51$; коэффициент сжимаемости $m_0=0,26\div0,32$ МПа⁻¹; $E_0=3\div5$ МПа.

Прочностные параметры илов после вибрирования вибратором ВП-1 30 минут с числом оборотов дебаланса 420 об/мин получим: $\varphi=2\div3^\circ$; $c=0,00034\div0,00042$; $\gamma=1,8$ кН/м³; $m_0=1,28\div4,0$ МПа; $E_0=0,4\div0,8$ МПа. Сопротивление сдвигу в илах выражается $\tau=c+\sigma\operatorname{tg}\varphi$. Коэффициент фильтрации $\kappa_\phi=0,01\div0,03$ м/сут.

Как видно, при динамических нагрузках прочностные параметры илов резко уменьшаются, т.е. угол внутреннего трения φ почти в 2 раза, сила сцепления «с» в 3 раза, коэффициент сжимаемости возрастает почти в 10 раз.

Исходя из приведенных данных, можно сделать вывод, что илистые породы при вибрации разжижаются и полностью теряют структурную прочность.

Свойства заторфованных грунтов при динамических нагрузках.

Процесс уплотнения торфа в основном происходит в результате отжатия воды. Структурная прочность торфа находится в пределах $P_{стр}=0,0015\div0,02$ МПа.

Для торфа характерны неравномерная осадка и перемещение в вертикальном и горизонтальном направлениях. Под намытыми песками может

оставаться торфяной слой в виде линзы мощностью $0,6 \div 2,5$ м.

Для торфа, как известно, понятие гранулометрического состава заменяется степенью разложения или распада растительных остатков. Наиболее часто встречаются торфы со степенью разложения $15 \div 35$ %, они имеют следующие свойства: плотность скелета $\rho_d = 0,95 \div 1,05$ г/см³ или $P_d = 9,5 \div 10,5$ Н/см³; плотность твердых частиц $\rho = 15 \div 16,5$ Н/см³; влажность $W = 5,3 \div 15$ доли. ед. или $530 \div 1500$ %; коэффициент пористости $e_0 = 6,0 \div 15,0$, модуль общей деформации $E_0 = 0,25 \div 0,6$ МПа, угол внутреннего трения $\varphi = 3 \div 20^\circ$, сила сцепления $c = 0,001 \div 0,005$ МПа; коэффициент фильтрации $k_\phi = 1 \cdot 10^{-2} \div 1 \cdot 10^{-4}$ м/сут.

Сжимаемость торфа велика, например, при нагрузке $0,2 \div 0,3$ МПа он может сжиматься, уменьшаясь в мощности на $40 \div 60$ %. Угол внутреннего трения торфа полностью зависит от уплотняющей нагрузки. В естественном состоянии он равен «0», а при уплотнении достигает $20^\circ \div 25^\circ$.

Водопроницаемость торфа зависит от степени разложения и уплотнения, с увеличением которых коэффициент фильтрации резко уменьшается.

Торф обладает малой водоотдачей несмотря на высокую пористость, например, при уплотняющем давлении $p = 0,01$ МПа, коэффициент фильтрации $k_\phi = 0,01 \div 0,02$ м/сут., а при $p = 0,1$ МПа – $k_\phi = 0,00074$ м/сут.

На процесс консолидации торфа под нагрузкой намываемой толщи песчаного грунта влияет технология намыва, гранулометрический состав намываемого песка.

Наиболее интенсивные осадки у торфа под намытым песком происходят в первые 10–15 сут. и продолжается до 5–6 мес. после приложения нагрузки, затем скорость осадки постепенно снижается. Это объясняется быстрым уплотнением верхнего слаборазложившегося слоя торфа, резким изменением его фильтрационных свойств, нагружением гидравлической связи между нижними слоями торфа и песчаной пригрузкой. Процесс консолидации торфа может продолжаться до 10 лет и более. Топяной торф со степенью разложения $R = 10 \div 15$ % уплотняется на 50 % в течение 1,5–2 мес. после окончания намыва, а лесотопяной и лесной со степенью разложения $20 \div 25$ % и $30 \div 45$ % – в 2–3 раза дольше.

В процессе консолидации торфа происходит деформация ползучести скелета. Поэтому при намыве заторфованных территорий давление от толщины намытого песка должно превышать 20–25 % структурной прочности торфа, обеспечивая этим большое начальное давление обжатия торфа. Давление обжатия торфа от намытых песков должно быть больше 0,1 МПа.

Расчет консолидации торфов под намытыми песками выполняют в условиях одномерной задачи. Для определения консолидации торфа при условии, что действующая нагрузка незначительно превышает структурную прочность и степень разложения торфа $R > 45\%$, рекомендуется использовать уравнение В. А. Флорина, которым описывается линейный процесс уплотнения водонасыщенных грунтов при одномерной задаче фильтрационной консолидации:

$$\frac{\partial p}{\partial t} = c(t) \frac{\partial^2 p}{\partial z^2},$$

где p – избыточное поровое давление, МПа; $c(t)$ – коэффициент консолидации в t времени:

$$c(t) = \frac{k_\phi (1 + \varepsilon)}{a},$$

$a = m_v$ – коэффициент относительной сжимаемости, МПа^{-1} ; ε – деформация во времени t ; k_ϕ – коэффициент фильтрации, м/сут.

Коэффициент фильтрации k_ϕ торфа должен определяться при различных уплотняющих нагрузках и градиентах напора. Степень изменчивости коэффициента фильтрации k_ϕ под нагрузкой p может быть установлена по зависимости коэффициента пористости e_i и $\lg k_\phi$:

$$k_{\phi_i} = k_{\phi_0} \exp[-\alpha(e_0 - e_i)],$$

где k_{ϕ_i} и e_i – коэффициент фильтрации и пористости при i -й ступени нагрузки; k_{ϕ_0} – начальный коэффициент пористости; k_ϕ – начальный коэффициент фильтрации; e_0 – начальный коэффициент пористости; α – коэффициент, определяемый опытом.

Основными факторами, влияющими на процесс консолидации торфа,

является фильтрационное сопротивление поровой воды, переменность градиента напора, структурная прочность и в меньшей мере ползучесть скелета.

Водопроницаемость образцов торфа ненарушенной структуры может определяться также по формуле:

$$k_{\phi} = \frac{Q}{Fit} m_t, \text{ м/сут},$$

где k_{ϕ} – коэффициент фильтрации, м/сут; Q – объем профильтровавшейся воды, через образец, м³; F – площадь образца, м²; I – градиент напора; t – время фильтрации, сут.; m_t – температурный коэффициент перевода коэффициента фильтрации от температуры 18 – 20°C к температуре 10 °C.

3.3 Обоснование совместного влияния статическо-динамических нагрузок на осадку грунта под подошвой сооружений

Как известно, динамические нагрузки любого характера вызывают возмущения в грунтовом массиве, так как от них происходят падающие волны в массив и возникают сжимающие и растягивающие напряжения от продольных и поперечных волн. Выражения для массовых скоростей частиц грунтов при воздействии продольной волны имеют вид:

а) при сжатии:

$$v_1 = k_1 \left(\frac{\sqrt[3]{N}}{r} \right)^n, \text{ см/с}; \quad (3.1)$$

б) скорость при растяжении

$$v_2 = k_2 \left(\frac{\sqrt[3]{N}}{r} \right)^n, \text{ см/с}, \quad (3.2)$$

где v_1, v_2 – скорости смещения частиц грунтов на определенном расстоянии r соответственно при падающей волне и в отраженной волне; k_1, k_2 – коэффициенты, учитывающие свойства грунтов и параметры динамической нагрузки (вибрации, ударной, импульсивной, многократно повторяемой и т.д.).

При отсутствии опытных данных для расчета можно принимать $k_1=20\div 22$; $k_2=1,8\div 2,3$; n – показатель затухания, зависящий от свойств грунтов, для структурно-неустойчивых грунтов при расчете можно принимать $n=1\div 1,3$; скорость смещения $v_{кр}$ для разных грунтов имеют разные предельно-допустимые величины. Например, для мягких грунтов $v_{кр}=1,3\div 1,5$ см/с; N – динамическая нагрузка, кН; r – расстояние от источника динамической нагрузки до точки, где необходимо оценить ее влияние на смещения горной породы (грунта); $n=1,2$ – показатель степени влияния динамической нагрузки на скорость смещения для структурно-неустойчивых грунтов.

Напряжения в точке, где определяется перемещение внутри массива грунта, рассчитываются из условия одновременного воздействия статических (от собственного веса массива вышестоящих слоев, зданий или сооружений, от технологического оборудования и механизмов и т.д.) и динамических нагрузок. Напряжение в точке от статических нагрузок рассчитывают согласно основным закономерностям теории упругости для 2-х мерной системы координат следующими формулами:

$$\sigma_{x.ст.} = 0; \sigma_{y.ст.} = \mu_0 \sigma_{z.ст.}; \sigma_{z.ст.} = \frac{3-4\mu_0}{1-\mu_0} \gamma H, \quad (3.3)$$

где $\sigma_{x.ст.}$, $\sigma_{y.ст.}$, $\sigma_{z.ст.}$ – компоненты напряжений по осям x , y , z – от статических нагрузок; μ_0 – коэффициент Пуассона; γ – удельный вес горной породы (грунта); H – высота слоя горной породы до точки, в которой нужно определить напряженное состояние грунтового массива.

Компоненты динамических напряжений в любой точке грунтового массива в радиальном и тангенциальном направлении можно определить, используя скорости распространения волн сжатия в следующем виде:

а) в радиальном направлении:

$$\sigma_z = \rho c_v v_1 = \rho c_v k_1 \left(\frac{\sqrt[3]{N}}{r} \right)^m; \quad (3.4)$$

б) в тангенциальном направлении:

$$\sigma_0 = \frac{\mu_0}{1-\mu_0} \sigma_z = \frac{\rho c_v \mu_0 k_1}{1-\mu_0} \left(\frac{\sqrt[3]{N}}{r} \right)^m, \quad (3.5)$$

где c_v – скорость распространения упругих волн, для лессовидного суглинка $c_v=140\div 200$ м/с, для глинистых грунтов $c_v=120\div 250$ м/с, для торфов и илов $c_v=50\div 60$ м/с; ρ – плотность грунта, кг/м³ или т/м³, с учетом $g=9,81$ м/сек² – ускорения свободного падения (силы тяжести) будет: $\rho=\gamma$ – удельный вес, кН/м³.

Как известно, оценка напряженного состояния массива характеризуется компонентами главных напряжений. Тогда главные напряжения при одновременном действии статических и динамических нагрузок в фазе сжатия грунтового массива будут определяться алгебраической суммой:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_{x, \text{стат.}} + \sigma_{x, \text{дин.}} \approx 0; \\ \sigma_2 &= \sigma_{y, \text{стат.}} + \sigma_{y, \text{дин.}} = -\mu_0 \frac{3-4\mu_0}{1-\mu_0} \gamma H - \frac{\rho c_v \mu_0 k_1}{1-\mu_0} \left(\frac{\sqrt[3]{N}}{r} \right)^m; \\ \sigma_3 &= \sigma_{z, \text{стат.}} + \sigma_{z, \text{дин.}} = -\frac{3-4\mu_0}{1-\mu_0} \gamma H - \frac{\rho c_v \mu_0 k_1}{1-\mu_0} \left(\frac{\sqrt[3]{N}}{r} \right)^m \end{aligned} \quad (3.6)$$

Если точка, в которой требуется определить напряженное состояние, находится на поверхности подземного сооружения (Рис. 3.10), тогда фаза сжатия в этой точке будет характеризовать разрушение горной породы на поверхности подземного сооружения. В таких случаях необходимо устанавливать безопасное расстояние для сжатой фазы, чтобы не разрушились горные породы в контактном участке с конструкциями подземных сооружений. Условие неразрушения горной породы принимаем в следующем виде:

$$\sigma_1 - \sigma_3 \leq [\sigma_{\text{сж.}}], \quad (3.7)$$

где $[\sigma_{\text{сж.}}]$ – предел прочности породы на сжатие; σ_1, σ_3 – главные напряжения в фазе сжатия.

Коэффициент Пуассона для лессовидного суглинка, ила и заторфованных грунтов можно принимать в пределах $\mu_0 = 0,25 \div 0,30$.

Безопасное расстояние, на котором действует динамическая нагрузка на

горные породы при $\mu_0 = 0,25$ на контакте с конструкциями подземного сооружения в сжатой фазе от падающей волны, можно определить формулой:

$$\Gamma_{\text{крит.сж.}} = \left[\frac{\rho c_v \mu_0 k_1}{([\sigma_{\text{сж.}}] - 2,67\gamma H)(1 - \mu_0)} \right]^{1/m} \sqrt[3]{N}, \quad (3.8)$$

где в формулу (3.4), подставив значения σ_1, σ_3 из выражений (3.3) при $\mu_0 = 0,25$, получим:

$$\frac{3 - 4\mu_0}{1 - \mu_0} = \frac{3 - 4 \cdot 0,25}{1 - 0,25} = 2,67. \quad (3.9)$$

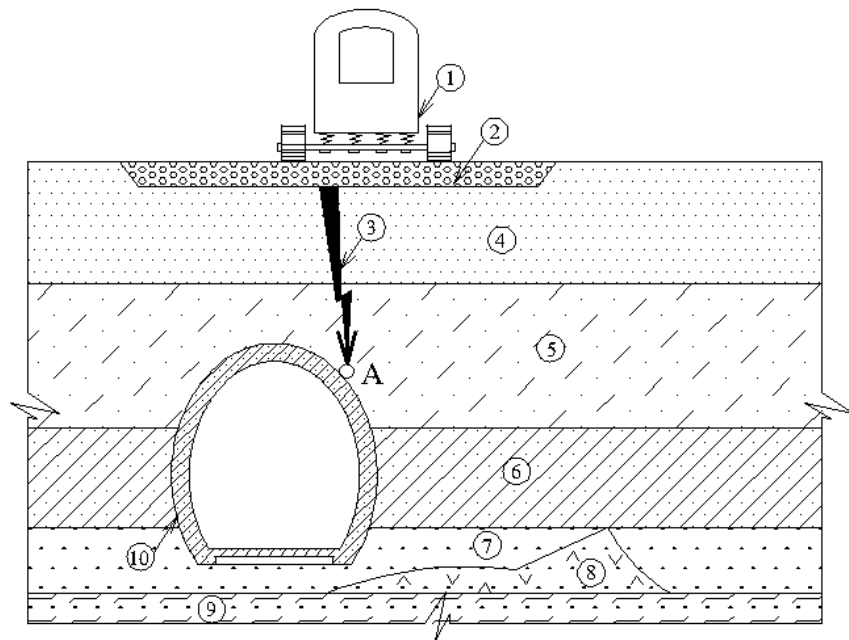


Рис. 3.10. Схема влияния динамических и статических нагрузок на смещение массива как основания подземных сооружений из структурно-неустойчивых грунтов: 1 – автотранспорт; 2 – асфальтобетонные дороги; 3 – динамическая сила от транспортных средств; 4 – песчаный слой средней крупности; 5 – супесь; 6 – лесовидный суглинок; 7 – песок крупнозернистый; 8 – заторфованная порода в виде линзы (структурно-неустойчивый грунт); 9 – илистый грунт (структурно-неустойчивый грунт); 10 – подземное сооружение

В случае, когда на контакт грунтового массива с подземным сооружением действует отраженная волна, компоненты главных напряжений имеют

следующий вид:

$$\sigma_1 = \sigma_{y, \text{стат.}} + \sigma_{y, \text{дин.}} = -\mu_0 \frac{3-4\mu_0}{1-\mu_0} \gamma H + \frac{\rho c_v \mu_0 k_2}{1-\mu_0} \left(\frac{\sqrt[3]{N}}{r} \right)^m, \quad (3.10)$$

$$\sigma_2 = \sigma_{z, \text{стат.}} + \sigma_{z, \text{дин.}} = -\frac{3-4\mu_0}{1-\mu_0} \gamma H + \frac{\rho c_v \mu_0 k_2}{1-\mu_0} \left(\frac{\sqrt[3]{N}}{r} \right)^m. \quad (3.11)$$

Таким образом, можно вычислить главные компоненты напряжений от совместно действующих статических и динамических нагрузок в грунтовом массиве.

3.4 Исследования выпирания подстилающих слоев под подошвой сооружений при статических и динамических нагрузках

В литературных источниках рассматриваются основания из достаточно прочных грунтов, которые подвергаются статическим и динамическим нагрузкам. Однако в инженерной практике часто встречаются случаи, когда под основаниями подземных сооружений залегают слои из структурно-неустойчивых грунтов. Поведение такого вида оснований изучено недостаточно, что характеризует актуальность данной работы. Цель состоит в изучении поведения такого комбинированного основания подземных сооружений при совместной статической и динамической нагрузке.

Часто подстилающими слоями оснований подземных сооружений мелкого заложения являются структурно-неустойчивые грунты. При меньшей толщине оснований под подошвой подземных сооружений, состоящей из прочных грунтов (до 1,5 м), действующую внешнюю нагрузку воспринимают подстилающие слои из структурно-неустойчивых грунтов. При этом подстилающие слабые грунты сжимаются, дают осадки, и фундаменты подземных сооружений с основаниями из прочных грунтов погружаются глубже, выпирая под фундаментом грунтов в сторону. Чем меньше глубина прочного грунта оснований, тем меньше требуется давления для осадки структурно-неустойчивых грунтов.

В верхнем слое из прочного грунта оснований от действия внешней статической и динамической нагрузки $\sum p_i = p_{ст} + p_{дин}$ происходят осадки как функция давления $\sum p_i$ пропорционально увеличению давления. Для этого слоя зависимость между относительной осадкой $e_{от}$ и давлением $\sum p_i$ принимается линейная, т.е. $e_{от} = f(\sum p_i)$ (Рис. 3.11, а) [22; 30; 44; 71; 78; 87; 88]:

$$e_{от} = f(\sum p_i) = \frac{1}{\sum E_o} \cdot \sum p_i, \quad (3.12)$$

где $\sum E_o$ – сумма модулей общей деформации прочного и слабо подстилающего грунта, которая принята как основания подземных сооружений.

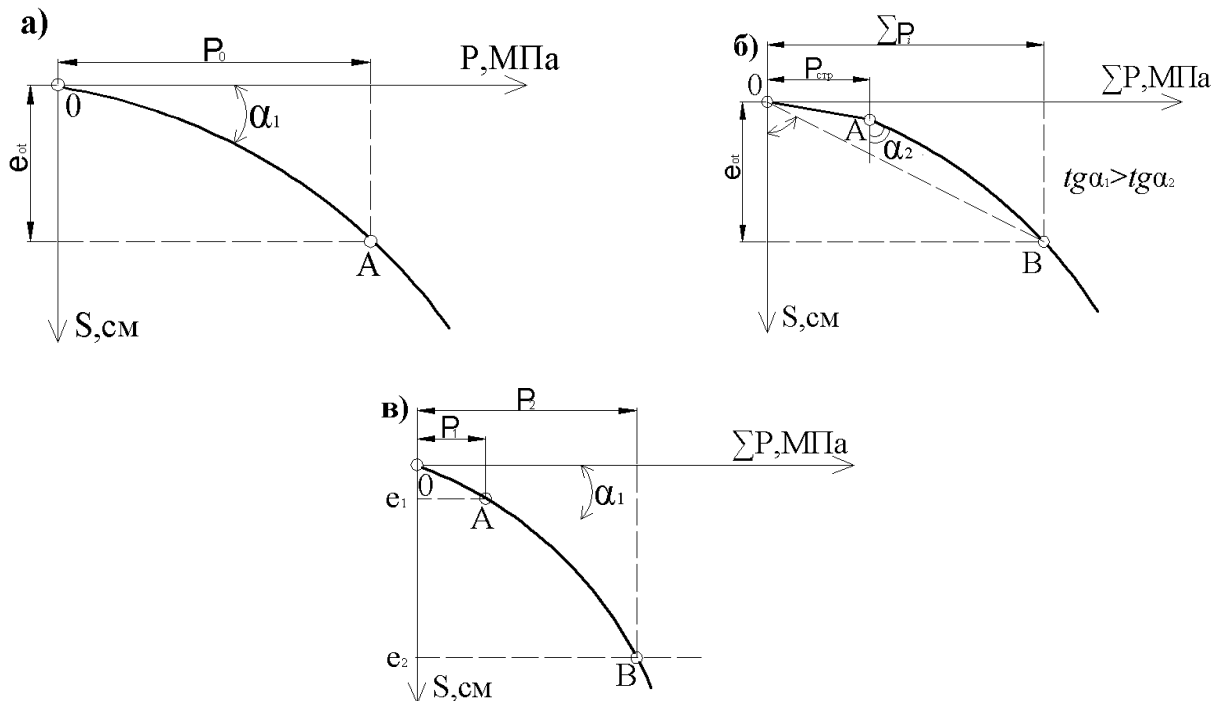


Рис. 3.11. Зависимости осадок оснований, состоящих из прочных грунтов и подстилающих структурно-неустойчивых пород от величины статических и динамических нагрузок: а – для прочных массивов пород; б – для подстилающих массивов пород; в – обобщенная линеизированная кривая для массивов пород, состоящих из прочных слоев и слабых подстилающих структурно-неустойчивых пород

Для подстилающего слоя из структурно-неустойчивого грунта массива давление от статических и динамических нагрузок, меньших структурной

прочности p_{cmp} , деформации практически могут не учитываться, а при давлениях $\sum p_i > p_{cmp}$ можно принимать некоторый участок криволинейным, т.е. зависимость относительной осадки e_{ot} и давления $\sum p_i$ будет иметь вид:

$$e_{ot} = \frac{1}{\sum E_o} \cdot (\sum p_i - p_{cmp}). \quad (3.13)$$

Однако криволинейный участок зависимости между давлением и относительной осадкой можно линеаризировать, как показано на Рис. 3.11,б с пунктирными линиями.

Криволинейный участок между e_{ot} и $\sum p_i$ можно выразить степенной функцией в следующем виде:

$$e_{ot} = \frac{1}{\sum E_o^r} \cdot \sum p_i^m, \quad (3.14)$$

где r и m – некоторые постоянные коэффициенты, определяемые опытным путем для прочного грунта и структурно-неустойчивого подстилающего слоя, или линеаризуя кривую по участкам, можно написать:

$$e_{ot} = \frac{1}{E_o} \cdot \sum p_i + \frac{1}{E_o'} \cdot (\sum p_i - p_1), \quad (3.15)$$

где $\sum E_o = E_o + E_o'$, E_o – модуль деформации прочного грунта под фундаментом; E_o' – модуль деформации подстилающего слоя из структурно-неустойчивых грунтов; p_1^o и p_2^o – давление большее структурной прочности p_{cmp} .

Следует отметить, что тангенс угла наклона кривой осадок к вертикали (оси s) пропорционален модулю общей деформации грунта $\sum E_o$, который для структурно-неустойчивого грунта будет значительно завышенным, в случае пропорциональности $tg\alpha_o$, так как для давлений $\sum p_i > p_{cmp}$ модуль деформации E_o' очень велик, а для давлений $\sum p_i < p_{cmp}$ он будет значительно меньше ($tg\alpha_2 < tg\alpha_1$).

Модуль общей деформации $\sum E_o$ в пределах прямолинейной зависимости

$s = f(\sum p_i)$ для грунтов, однородных на достаточную глубину (примерно равную удвоенной ширине подошвы сооружения) определяется по формуле теории линейно-деформируемых тел:

$$E_o = \omega \cdot (1 - \mu_0^2) \cdot \frac{\sum p_b}{s}, \quad (3.16)$$

где $\omega = \frac{\pi}{4} = 0,785$ для кругового жесткого штампа и $\omega = 0,88$ для штампа с квадратной площадью подошвы. Здесь условно принимается днище сооружений, в виде жесткого штампа: b – ширина подошвы сооружения, или диаметр штампа; s – полная осадка сооружения, или штампа при данной статической и динамической нагрузке; $\mu_0 = 0,2 \div 0,3$ – коэффициент Пуассона для песчаных грунтов; $\mu_0 = 0,05 \div 0,5$ – то же для глинистых грунтов, зависит от показателя консистенции I_L . Чем больше I_L , тем меньше μ_0 . Для структурно-неустойчивых грунтов при практических расчетах можно принимать $\mu_0 = 0,25 \div 0,35$.

В подземных сооружениях мелкого заложения, где массивами являются прочные грунты малой толщины (до 1,5 м) с подстилающими структурно-неустойчивыми грунтами, от динамических нагрузок подвижного состава происходит сдвиг значительных объемов подстилающего слоя с прочным грунтом оснований и выпирание на поверхность, что влечет за собою деформации сооружений целиком, или отдельных их элементов.

На Рис. 3.12 приведены графики осадки подземных сооружений мелкого заложения при различной глубине заложения.

На графике Рис. 3.12,а, где глубина заложения d_l сооружения значительно меньше и подстилающие слои относятся к структурно-неустойчивым грунтам, происходит развитие значительного сдвига, который приводит к выпиранию грунта на поверхность, как показано на Рис. 3.13.

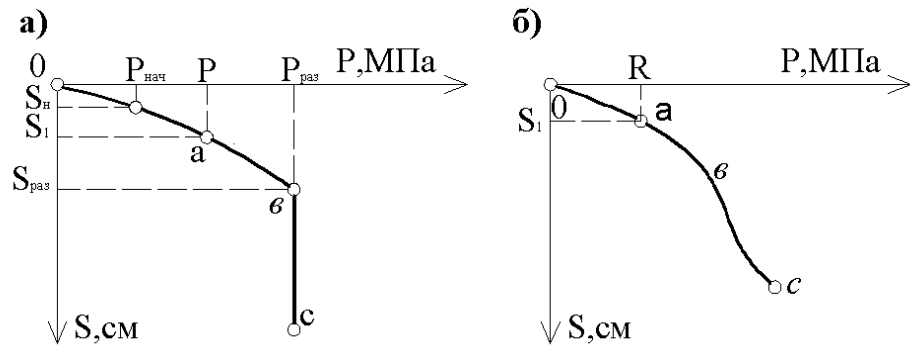


Рис. 3.12. Зависимости осадки S массива породы с торфяным подстилающим слоем от давления P при различной глубине заложения подземных сооружений: а – глубина заложения ($d_1 < 0,5 \cdot l$); б – глубина заложения ($d_1 > 1,5 \div 2,0 \cdot b$)

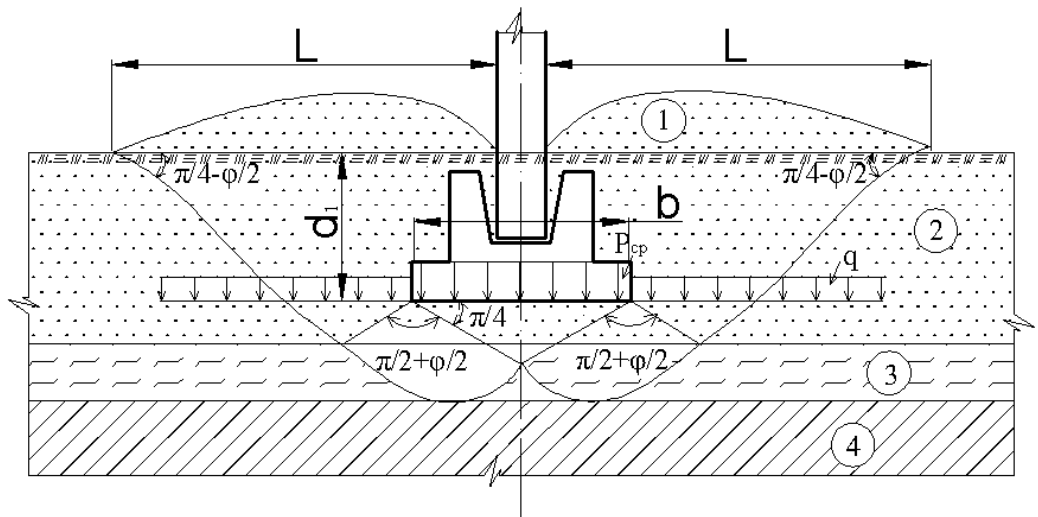


Рис. 3.13. Схема для определения выпирания грунтов в массивах с подстилающими структурно-неустойчивыми грунтами под колоннами недостаточной глубины заложения ($d_1 < 0,5 \cdot b$): 1 – выпирающие грунты; 2 – намывной песок средней крупности; 3 – торфянистый слой; 4 – твердая глина

На графике Рис. 3.12,а выпиранию способствует участок бс, показывающий резкую осадку (провал сооружения) и на Рис. 3.13 выпираемый грунт на поверхности.

На Рис. 3.12 обозначены $p_{нач}$ – начально-критическое давление, являющееся опасным для оснований; R – расчетное сопротивление (давление)

грунтов в массивах, которое соответствует для определения размеров подошвы сооружений и определяется по СНиП или ДБН. При относительном заглублении подошвы сооружения ($d_1 > 1,5 \div 2,0 \cdot b$, где d_1 – глубина заложения, b – ширина подошвы) выпирания на поверхности не происходит. Увеличение осадки возникает в результате взаимодействия развитых областей сдвига с окружающими их областями уплотнения, особенно за счет подстилающего слоя из структурно-неустойчивых грунтов (Рис. 3.14). График осадки приобретает вид, как показано на Рис. 3.12,б, а не становится прямолинейным, соответствующим провальным деформациям, как приведено на Рис. 3.12,а.

При относительном заглублении $d_1 > 1,5 \div 2,0 \cdot b$ сжимается подстилающий слой из структурно-неустойчивых грунтов. Уплотненное ядро под подошвой сооружения (в виде треугольника на Рис. 3.14) вместе с подошвой врезается в слой структурно-неустойчивого грунта. Тогда зона пластических деформаций z_{\max} возрастает и нарушается линейная зависимость между напряжением (давлением) и деформацией (осадкой).

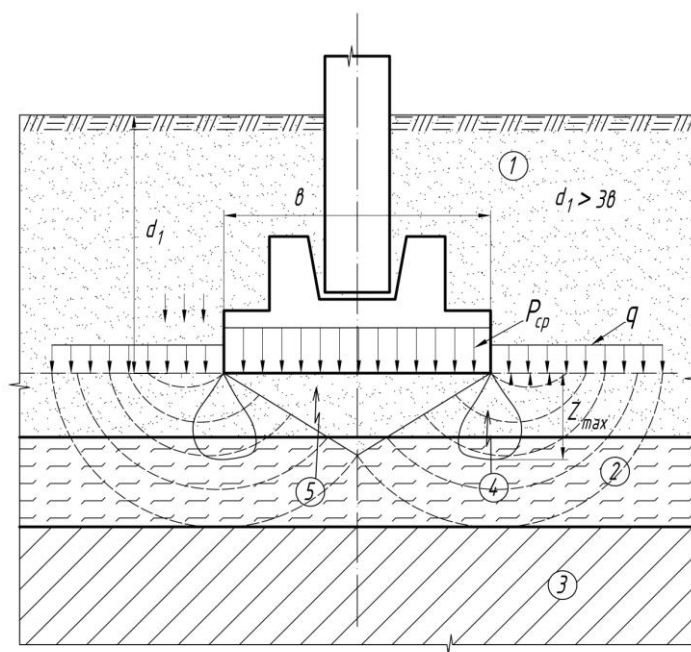


Рис. 3.14. Схема для определения выпирания грунтов в массивах с подстилающими структурно-неустойчивыми грунтами под колоннами с достаточной глубиной заложения: 1 – намывной песок; 2 – торфянистый грунт; 3 – твердая глина; 4 – ординаты пластических деформаций; 5 – уплотненное ядро

При $z_{\max} = 0$ давление на основание становится равным начально-критической $p_{нач}$ нагрузке, при которой только начинают возникать площадки сдвигов в крайних точках под подошвой сооружений, как показано на Рис. 3.14. В области от точки, где кончается начально-критическое давление $p_{нач}$, до точки «а» (Рис. 3.12,а), где давление соответствует расчетным сопротивлениям грунтового основания R , зависимости между напряжениями и деформациями можно принимать условно линейными и произвести расчет согласно теории упругости, как для линейно-деформируемой среды. В отрезках от «0» до «а» (Рис. 3.12,а, или Рис. 3.12,б), ординаты пластических деформаций z_{\max} возрастают и становятся равными $0,25b$, т.е. $z_{\max} = 0,25 \cdot b$, но линейность между напряжением и деформацией условно еще сохраняется.

Наиболее важным является определение предельных давлений на массив, который состоит из прочных грунтов малой толщины со слабыми подстилающими структурно-неустойчивыми грунтами (например, торфяными, илистыми, набухающими, лессово-просадочными и т.д.). Предельное давление характеризуется исчерпанием прочности как основного слоя в массиве из прочных грунтов, так и подстилающего, структурно-неустойчивого слоя, выпиранием грунта на поверхность в случаях строительства подземных сооружений мелкого заложения. При глубоком заложении опасность выпирания грунта на поверхность отсутствует, зато происходит увеличение интенсивности осадки за счет деформации слабого подстилающего слоя.

В обоих случаях мелкого и глубокого заложения подземных сооружений с учетом слабых подстилающих слоев в массиве действующие статические и динамические нагрузки должны быть назначены так, чтобы величина предельного давления ни в коем случае не превышала несущую способность этих грунтов, и массив, состоящий из прочных и слабых подстилающих грунтов, не давал деформаций более предельных величин с точки зрения нормальной эксплуатации сооружений. Эти условия не могут быть обеспечены в присутствии подстилающих структурно-неустойчивых грунтов в массивах без применения

инженерных мероприятий, направленных на ликвидацию просадочных свойств подстилающего слоя, или применение вариантов прорезания толщины слоя, состоящего из структурно-неустойчивого слоя, сваями или «стеной в грунте».

После применения инженерных мероприятий необходимо производить расчет оснований подземных сооружений по двум предельным состояниям:

- 1) по I предельному состоянию – по несущей способности основания;
- 2) по II предельному состоянию – по деформациям (осадкам).

Проверка основания по I предельному состоянию представляет собой сопоставление совместной расчетной нагрузки статической и динамической нагрузок $\sum N$ на основание с предельной нагрузкой $P_{пр}$ того же направления (вертикального или горизонтального). При этом должно быть выполнено условие:

$$\sum N \leq P_{пр}. \quad (3.17)$$

Осадки подземных сооружений, когда массив состоит из прочных грунтов на слабых подстилающих слоях, рассчитывают после инженерных мероприятий на основе линейной зависимости между напряжениями и деформациями. В связи с этим, нормами рекомендовано ограничивать сопоставление среднего давления по подошве любого сооружения $P_{ср}$ с расчетным давлением на грунт основания R , т.е.:

- а) для центрально сжатого элемента сооружений принимается условие:

$$P_{ср} \leq R, \quad (3.18)$$

где $P_{ср} = \frac{\sum N_{II}}{F} = \frac{N_{II} + N_{II-\phi} + N_{II-зр}}{F}, \text{ кН/м}^2$; N_{II} – расчетные суммарные нагрузки по II предельному состоянию, кН или кН/м; $N_{II-\phi}, N_{II-зр}$ – соответственно расчетные значения веса элемента (колонны) и грунта на его обрезах (кН или кН/м); F – площадь подошвы элемента м^2 .

б) для внецентренно нагруженных элементов (колонн) необходимо соблюдение следующих 2-х условий:

$$P_{\max} \leq 1,2 \cdot R \text{ и } P_{\min} \geq 0, P_{ср} = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2}. \quad (3.19)$$

Максимальное и минимальное давления по подошве элемента сооружений определяются:

$$P_{\max, \min} = \frac{\sum N_{II}}{F} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{a} \right), \text{кН} / \text{м}^2, \quad (3.20)$$

где $\sum N_{II} = N_{II} + N_{II-\phi} + N_{II-2p} + N_{II-\kappa}$; $F = a \cdot b$; $N_{II-\kappa}$ – собственный вес колонны ниже отметки, рассчитанной на действующие нагрузки колонны, до уровня стакана под колонны; $e = \frac{\sum M_{II}}{\sum N_{II}}, \text{м}$ – эксцентриситет равнодействующей силы;

$\sum M_{II} = M_{II} + Q_{II} \cdot d_1, \text{кН} \cdot \text{м}$ – сумма расчетных моментов относительно тяжести подошвы; M_{II} и Q_{II} – расчетные изгибающие моменты и перерезывающие силы в сечениях на уровне верхней части стакана под колонны по II предельному состоянию; a – длина, b – ширина подошвы сооружения.

Формулу (3.20) можно принимать в виде:

$$P_{\max, \min} = \frac{\sum N_{II}}{F} \pm \frac{\sum M_{II}}{W}, \text{кН} / \text{м}^2; \quad (3.21)$$

$W = \frac{ab^2}{6}, \text{м}^3$ – момент сопротивления площади подошвы стакана.

Проверка основания по II предельному состоянию заключается в сравнении вычисленных деформаций s от суммы статических и динамических нагрузок с их предельными значениями $[s]$, т.е.:

$$s \leq [s]; \Delta s \leq [\Delta s]. \quad (3.22)$$

Характерными показателями деформаций массивов со слабыми подстилающими слоями после инженерных мероприятий являются:

- а) средняя осадка под сооружением s ;
- б) неравномерная осадка (разность соседних элементов конструкций Δs);
- в) крен элементов конструкций;
- г) относительный прогиб элементов конструкций и т.д.

Величина предельных осадок $[s]$ для подземных сооружений зависит от ответственности сооружений и из СНиП-а принимается от 8 до 15 см, величина

неравномерных осадок $[\Delta s]$ – в пределах $0,001 \div 0,002$, крен сплошных элементов конструкций не должен превышать $0,004$.

Очень важным является определение величины структурной прочности в подстилающих слабых слоях массива, когда они состоят из структурно-неустойчивых грунтов.

Структурная прочность определяется по компрессионной кривой образцов ненарушенной структуры с малыми ступенями нагрузки, например, $P_i = 0,001 \div 0,005 \text{ МПа}$, до получения резкого перелома кривой компрессионного сжатия (Рис. 3.15,а) в точке «b».

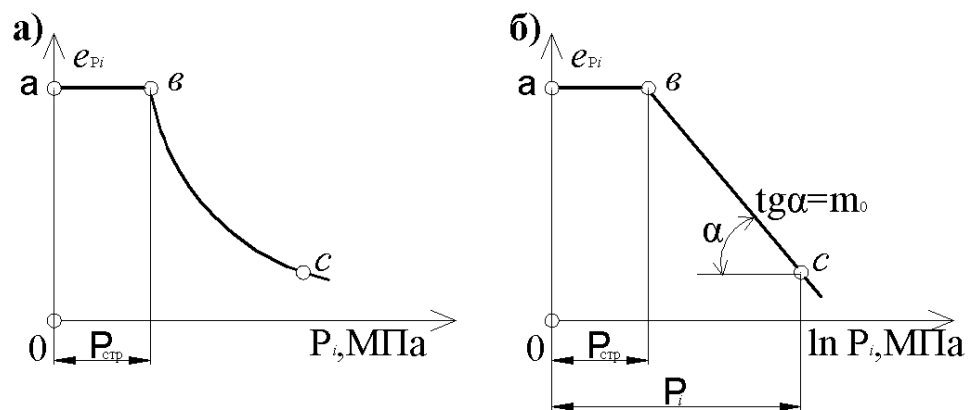


Рис. 3.15. Компрессионная кривая для структурно-неустойчивых грунтов по определению структурной прочности $P_{стр}$: а – в координатах $e_{pi} - P_i$; б – в полулогарифмических координатах $e_{pi} - \lg P_i$; 1 – прямолинейный участок ab с очень малым уклоном (при ненарушенных структурных связях); 2 – резко криволинейный участок bc (а) и выпрямленный участок bc (б)

При ступенчатой нагрузке P_i в структурно-неустойчивых грунтах начальный коэффициент пористости $e_0 = \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot (1 + W) - 1$ резко изменяется по формулам e_{pi} :

$$e_{pi} = e_0 - \frac{y_{pi}}{h_0} \cdot (1 + e_0), \quad (3.23)$$

где γ_s – удельный вес частицы, кН/м³; γ – удельный вес, кН/м³; W – природная

влажность, доли един.; y_{pi} – деформация образца, мм, при давлении $P_i = \frac{N_i}{F}$, МПа;

$h_0 = 20 \text{ мм}$ – высота кольца компрессионного прибора, или высота образца; N_i – величина ступенчатой нагрузки, Н; F – площадь образца, мм².

Деформация y_{pi} , мм принимается из показаний индикаторов часового типа компрессионного прибора на каждой ступени нагрузки при $P_i = 0,05; 0,1, \dots, 0,4 \text{ МПа}$ после полного затухания деформаций.

После построения компрессионных кривых для структурно-неустойчивых грунтов подстилающего слоя основания, как показано на Рис. 3.16 (на примере ила) определяют коэффициент сжимаемости:

$$m_0 = \operatorname{tg} \alpha = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1}. \quad (3.24)$$

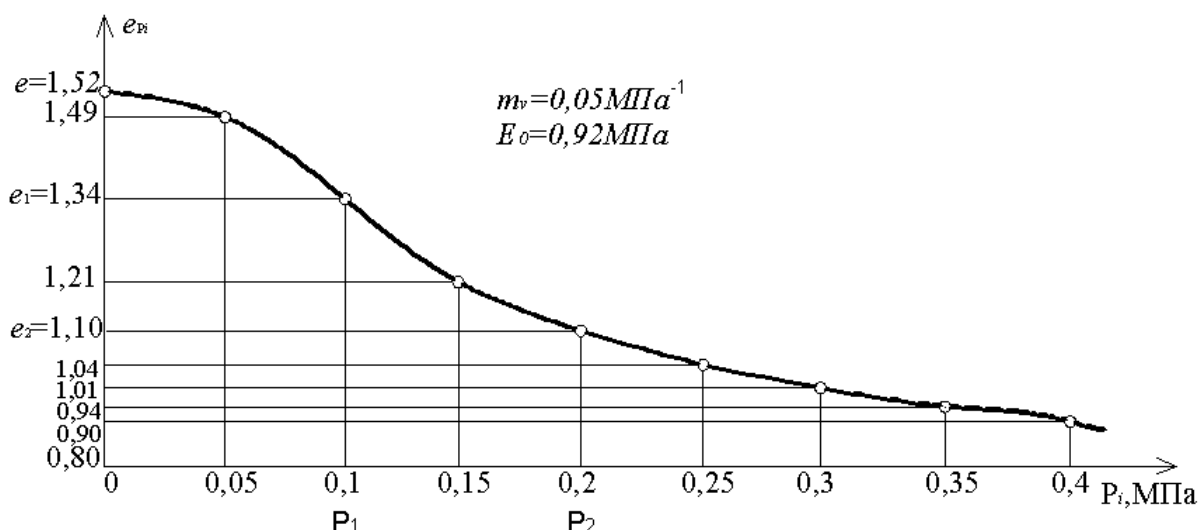


Рис. 3.16. Компрессионная кривая для ила

Коэффициент сжимаемости определяется между 2-мя характерными точками А и В, взятых на компрессионной кривой, которые можно заменить прямыми в минимальных значениях изменений P_i , принимая между P_1 и P_2 – давлений изменение коэффициента пористости e_1 и e_2 линейным. После определения m_0 , вычисляют коэффициент относительной сжимаемости m_v , т.е.:

$$m_v = \frac{m_0}{1 + e_0}, \text{МПа}^{-1} \text{ (или } \text{см}^2 / \text{кгс}). \quad (3.25)$$

Величину расчетного модуля общей деформации можно определить с помощью m_v в следующем виде:

$$E_0 = \frac{\beta \cdot m_\kappa}{m_v}, \text{МПа (или } \text{кгс} / \text{см}^2), \quad (3.26)$$

где β – коэффициент, учитывающий невозможность бокового расширения при испытании образцов в компрессионном приборе, для практических расчетов можно принимать: для песков $\beta = 0,8$; для супесей $\beta = 0,74$; для суглинков $\beta = 0,62$; для глин $\beta = 0,4$; m_κ – корректирующий коэффициент для практических расчетов можно принимать: для песков $m_\kappa = 1$; для глинистых грунтов по Табл. А.7 (Приложение А), полученных в результате статистической обработки экспериментальных данных.

Величины вычисленных значений m_v и E_0 для данного грунта записываются над компрессионными кривыми (Рис. 3.16), чтобы знать дальнейшее поведение этого слоя под действующим.

Если на структурно-неустойчивые грунт действуют нагрузки большими ступенями (более структурной прочности p_{cmp}), тогда сжимаемость его резко возрастает (т.е. $m_v = 0,12 \div 0,2 \text{МПа}^{-1}$), так как упрочнение коллоидов не успевает за возрастанием нагрузки, это вызывает провальные деформации.

При действии динамических нагрузок в структурно-неустойчивых грунтах происходит разжижение и грунт переходит в текучее состояние.

В случае, когда массив породы под подошвой сооружения состоит из прочных пород (намытый песок, крупнозернистый песок, песок с гравелистыми включениями, твердая или полутвердая глина малой толщины (до 2 м)), а подстилающие слои являются слабыми, но не структурно неустойчивыми (мелкие пески, супеси и суглинки), рекомендуется использовать способ усиления массива пород путем уширения подошвы сооружения, в том числе с помощью дополнительных плит большой ширины.

Результаты по данному разделу опубликованы в печатных работах [108; 110].

Выводы

1. Структурно-неустойчивые грунты без инженерных мероприятий обычно не принимают для массива, как основания сооружений, особенно при динамических воздействиях. Однако в инженерной практике часто встречаются структурно-неустойчивые грунты как подстилающие слои в массивах под подошвой сооружений, не подготовленные с помощью инженерных мероприятий. Во время эксплуатации сооружений они дают катастрофические деформации массива.

2. Определены физико-механические, прочностные и деформационные показатели структурно-неустойчивых грунтов подстилающих слоев массива, при статических нагрузках в лабораторных и полевых условиях.

3. Впервые определены физико-механические, прочностные, деформационные показатели структурно-неустойчивых грунтов, подстилающих слои массива под подошвой подземного сооружения в условиях динамических нагрузок в лабораторных и полевых условиях.

4. Экспериментальными исследованиями в лабораторных условиях с помощью копра 100 FU 122А, пульсаторов ИД-10пу, ИД-100пу, ИД-500пу и ГРМ-1, используя датчики давления и деформации ЦТС-19, тензорезисторы, усилители УТС-1-ВТ-12/35, шлейфовые осциллографы Н-700 и Н-115, было установлено, что при динамических нагрузках прочностные параметры у всех структурно-неустойчивых пород уменьшаются: сцепление «с» в $3\div 4$ раза, угол внутреннего трения «ф» в $2\div 3$ раза. При динамических нагрузках структурно-неустойчивые грунты могут разжижаться и переходить в текучее состояние не только при водонасыщенном, но и влажном состоянии.

5. Как известно, при эксплуатации подземных сооружений массив часто подвергается совместным воздействиям статических (от собственного веса

вышележащих грунтов, собственного веса сооружений с оборудованием и вспомогательными зданиями) и динамических нагрузок. От этих совместных нагрузок возникает смещение слоев грунтов. При динамических нагрузках в грунтовых массивах возникают сжимающие и растягивающие напряжения от продольных и поперечных волн. Предложены формулы для определения компонентов главных напряжений – σ_1 , σ_2 , σ_3 при одновременном действии статических и динамических нагрузок в фазе сжатия массива под подошвой сооружений, на который действует динамическая нагрузка, применительно к структурно-неустойчивым грунтам (лессовидном суглинке, иле и заторфованном грунте с коэффициентом Пуассона $\mu_0 = 0,25 \div 0,30$).

6. Установлены изменения координат бокового давления при динамических нагрузках структурно-неустойчивых грунтов путем испытания на компрессионных приборах. Установлено, что с увеличением продолжительности динамических нагрузок структурно-неустойчивые грунты при природной влажности уплотняются с увеличением осадок, а при влажном состоянии разжижаются и дают провальные деформации. Установлено, что с увеличением динамических нагрузок коэффициент бокового давления с прямолинейной зависимости переходит на криволинейную и зависит от модуля всестороннего сжатия K и модуля сдвига G . При этом, с уменьшением величины K , коэффициент бокового давления ξ уменьшается.

РАЗДЕЛ 4 ФОРМИРОВАНИЕ ВИБРОИЗОЛИРУЮЩЕГО ПОДАТЛИВОГО МАССИВА В СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВОМ ГРУНТЕ

4.1 Обоснование основных динамических характеристик массива как основания сооружения подверженного динамическим нагрузкам

Как известно, виброизоляция является весьма эффективным способом борьбы с вибрацией. Эффективность виброизоляции можно оценить коэффициентом передачи $\mu_{эф.}$, который равен отношению амплитуды силы, передающейся через податливые пружины (виброизоляторы) на основание, к амплитуде силы, действующей на виброизолированный объект. Величина его равна:

$$\mu_{(эф)} = \frac{1}{\alpha^2} - 1,$$

где $\alpha = \frac{\omega_v}{\omega}$ – отношение частот вынужденных колебаний ω_v и собственных колебаний ω виброизоляционного объекта.

Виброизолированным объектом в нашем случае принимается подземное сооружение, а вынужденные колебания от технологических машин и механизмов динамическими нагрузками, источниками колебаний подземных сооружений.

Очевидно, при достаточно большом значении α коэффициент $\mu_{(эф)}$ будет иметь очень малые величины.

Возмущающие силы бывают либо гармоническими, либо квазигармоническими (с медленно меняющимися амплитудой и частотой), либо импульсными. Теория виброизоляции представляет виброизолированный объект как абсолютно твердое тело, которое подвергается динамическим воздействиям. Для него требуется определить основные параметры, используя метод динамических жесткостей.

Виброизоляцию можно характеризовать с помощью реологических элементов в виде пружины Гука, амортизатора Ньютона, а сопротивление сил трения –

применением модели тела Сен-Венана и некоторых реологических моделей, состоящих из скользящего блока Кепеса, стопора и регулятора.

Главными параметрами при виброизоляции можно принимать как упругий элемент пружины Гука и пластичность массива из горных пород, как амортизатор или вязкость Ньютона и элемент Сен-Венана, которые характеризуют сопротивление сил трения.

К динамическим характеристикам грунтового массива как основания подземного сооружения, относятся:

- динамическая жесткость основания сооружения;
- внутреннее трение между частицами грунта при динамической нагрузке;
- свободное затухающее колебание в массиве от динамической нагрузки;
- коэффициент поглощения энергии от динамической нагрузки массива грунта;
- развитие деформаций в массиве, выполняющем роль основания подземного сооружения в упругой стадии и за пределами упругой стадии (в процессе осадки).

Рассмотрим основные динамические характеристики более подробно.

Динамическая жесткость массива.

Различают понятия «статической» и «динамической» жесткости массива грунта, передающихся через несущие элементы подземных сооружений.

Статическая жесткость – это жесткость при длительном действии статической нагрузки. Статическая жесткость меньше динамической, на нее влияет деформация ползучести во времени и релаксации напряжений.

Динамическая жесткость – жесткость при динамической нагрузке, зависящая от периода колебаний. Динамическая жесткость выражается коэффициентом динамичности грунтового массива, в следующем виде [8; 12; 17; 25; 44; 53; 66; 67; 96]:

$$K_z = C_z F; K_x = C_x F; K_\varphi = C_\varphi I; K_\psi = C_\psi I_z, \quad (4.1)$$

где C_z, C_x – коэффициенты упругого равномерного сжатия и сдвига массива; F – площадь подошвы сооружения или днища сооружения; C_φ, C_ψ – коэффициенты

упругого неравномерного сжатия и сдвига массива; I – момент инерции этой площади относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести параллельно оси Oz ; I_z – полярный момент инерции площади подошвы сооружения или днища подземного сооружения.

Величины $C_z, C_x, C_\varphi, C_\psi$ являются постоянными и зависят не только от упругих свойств грунта, но также и от размеров и формы подошвы сооружений, плотности (удельного веса γ) грунта. Они могут определяться формулами:

$$C_z = \eta_z \frac{E_0}{(1 - \mu_0^2)} \cdot \frac{1}{\sqrt{F}}; C_x = \eta_x \frac{E_0}{(1 + \eta_x \mu_0)(1 + \mu_0)} \cdot \frac{1}{\sqrt{F}}; C_\varphi = \eta_\varphi \frac{E_0}{1 - \mu_0^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{F}}, \quad (4.2)$$

где $\eta_\varphi, \eta_x, \eta_z$ – коэффициенты, зависящие только от отношения сторон подошвы $a:b$ (Табл. А.8, Приложение А), E_0, μ_0 – модуль деформации и коэффициент Пуассона грунтового массива.

Между коэффициентами C_x и C_ψ существует соотношение:

$$C_\psi \approx 1,5 C_x. \quad (4.3)$$

Расчетное значение коэффициента C_z для естественных грунтовых массивов, относящихся к $F < 200 \text{ м}^2$, можно определить формулой:

$$C_z = \beta_0 E_0 \left(1 + \sqrt{\frac{F_0}{F}} \right), \quad (4.4)$$

где β_0 – коэффициент, зависящий от типа грунта, и принимается $\beta_0 = 1 \div 1,5$. Для слабых и структурно-неустойчивых грунтов $\beta_0 = 1,0$. Допускается принимать $C_x = 0,7 C_z; C_\varphi = 2 C_x; C_\psi = C_z$. Коэффициента динамической жесткости K_x и K_z измеряются в кН/м, а K_φ и K – в кН·м.

Внутреннее трение между частицами грунтов в массиве.

При динамических нагрузках между частицами грунтов массива происходит трение и деформации уплотнения за счет уменьшения пористости между частицами грунтов. Часть этих деформаций необратимо поглощается и рассеивается в виде тепла между твердыми частицами, происходит трение проскальзывания твердых частиц, трение скольжения и т.д.

Внутреннее трение между частицами является причиной быстрого затухания свободных колебаний в массиве и ограничения амплитуд резонансных колебаний при действии периодических динамических нагрузок. Реологический элемент Сен-Венана характеризует это трение (Рис. 4.1) [53; 54; 59].

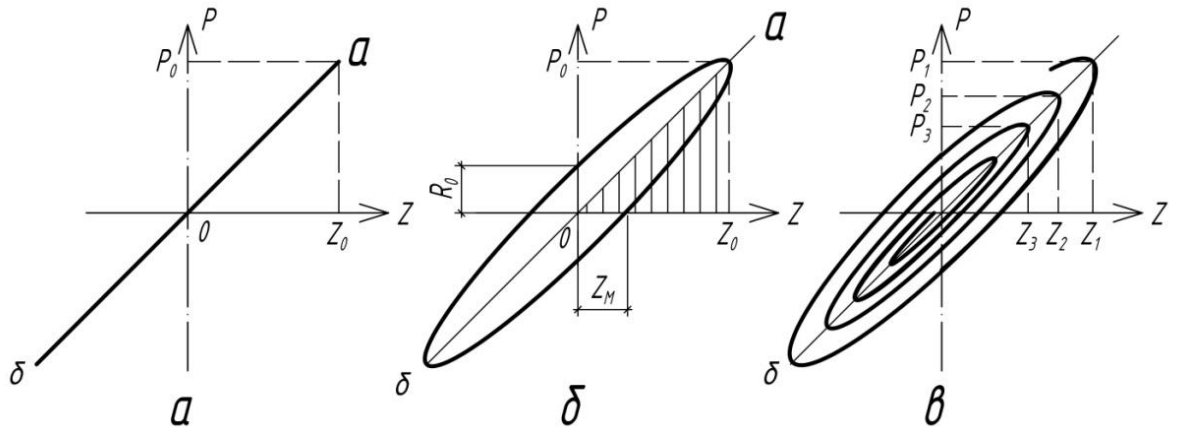


Рис. 4.1. Зависимости силы P от перемещения z : а – для упругой системы; б – для системы с внутренним трением при гармонических колебаниях; в – то же, при свободных колебаниях

При циклических динамических нагрузках P в идеально упругих песчаных грунтах деформации или перемещения z имеют линейную зависимость, а также зависимость между P и z при нагрузке и разгрузке совпадает (Рис. 4.1, а). В глинистых грунтах, обладающих внутренним трением, например в супесях или суглинках, при циклических динамических нагрузках зависимость между нагрузками P и перемещениями z криволинейная, возникает замкнутая петля гистерезиса или гармонические колебания (Рис. 4.1, б). При малых упругих свойствах глинистые грунты (мягкая глина) от динамических нагрузок ведут себя как пластическая среда, возникают затухания колебаний в виде эллиптической спирали (Рис. 4.1, в).

Для мягких глинистых пород свободные затухающие колебания при динамических нагрузках P во времени t показаны на Рис. 4.2, где $z(t)$ – амплитуда деформаций, которая при динамических расчетах грунтового массива передается через элементы конструкций сооружений. Логарифмический декремент колебаний, δ вычисляется по формуле [38; 79; 102; 130; 131]:

$$\delta = \ln \left(\frac{z_0}{z_{n+1}} \right). \quad (4.5)$$

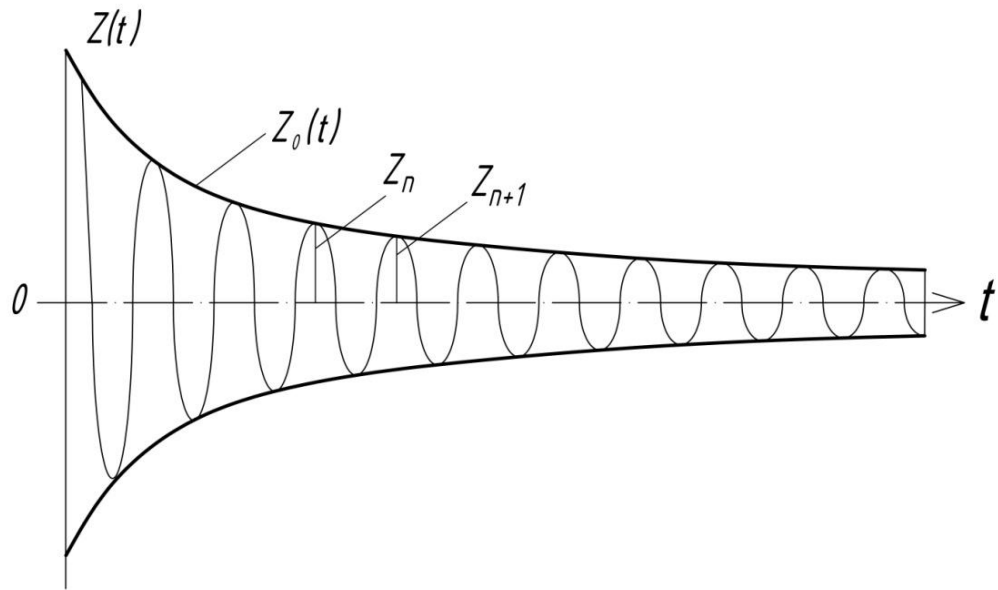


Рис. 4.2. Свободные затухающие колебания $z(t)$ и их огибающая $z_0(t)$

Площадь замкнутой петли гистерезиса равна работе ΔW , совершаемой силами внутреннего трения за один цикл деформаций, а площадь заштрихованного треугольника (Рис. 4.1, б), созданного нагрузкой P за четверть цикла при нарастании деформации от 0 до максимума W соответствует величине рассеяния энергии и характеризуется коэффициентом поглощения ψ , определяемым формулой:

$$\psi = \frac{\Delta W}{W} = 2\pi\eta, \quad (4.6)$$

где $\eta = \operatorname{tg} \varphi = E_{0,2} / E_{0,1}$ – коэффициент потерь энергий; $E_{0,2}$ и $E_{0,1}$ – модули неупругой и упругой деформаций грунтов оснований.

Коэффициент поглощения ψ зависит от амплитуды напряжений σ_0 или допускаемой величины напряжений для данного грунта $[\sigma]$ (Рис. 4.3).

Как видно из Рис. 4.3, с увеличением упругости коэффициент поглощения возрастает, например, у песчаных грунтов коэффициент поглощения ψ почти в 5 раз больше, чем у пластичных глин.

Применение «гипотезы комплексной жесткости» на грунтовом массиве.

Для расчета грунтовых массивов совместно с конструкциями подземных сооружений принимается расчетная схема в виде системы «массив-сооружение». Эту систему можно рассчитать с помощью «гипотезы комплексной жесткости», которая зависит от степени свободы. Степень свободы характеризуется массой, действующей на несущую конструкцию сооружений, например, для одноэтажных или одноярусных сооружений считают систему с одной степенью свободы (Рис. 4.4), многоярусные сооружения – систему с множественной степенью свободы (Рис. 4.5).

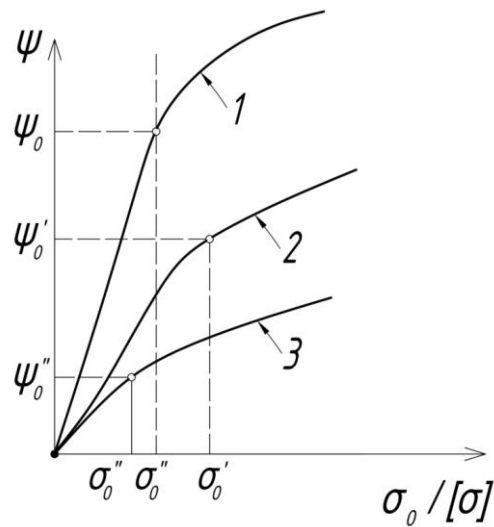


Рис. 4.3. Зависимость коэффициента поглощения ψ от амплитуды напряжения σ_0 для основания из песчаного грунта: 1 – для песчаного основания; 2 – для супеси; 3 – для пластичных глин

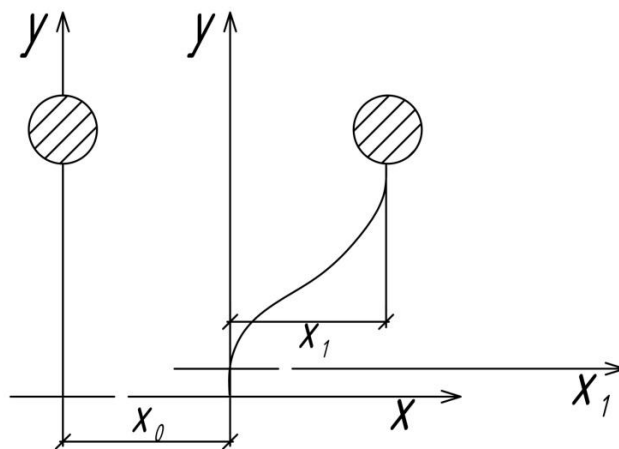


Рис. 4.4. Расчетная модель системы «массив-сооружение» с одной степенью свободы при динамических нагрузках или сейсмическом движении основания

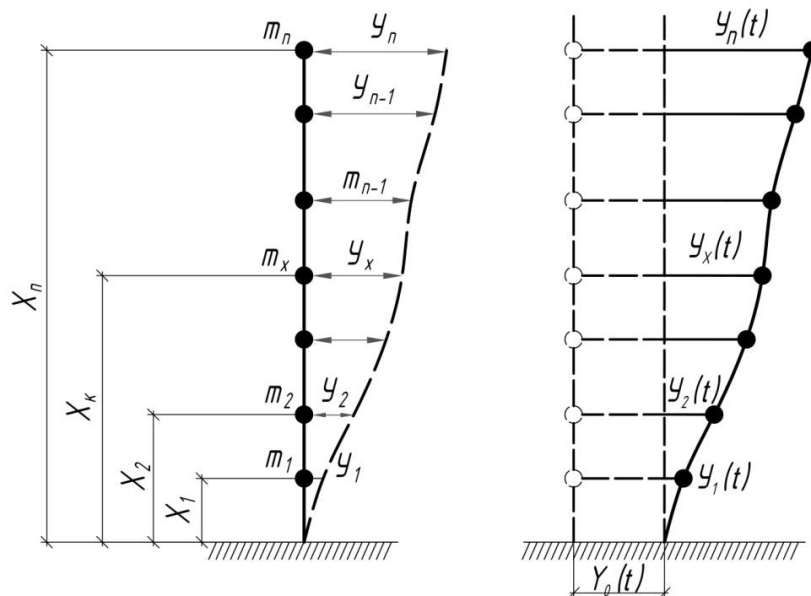


Рис. 4.5. Расчетная схема системы «массив-сооружение» с n степенями свободы

Комплексная жесткость для системы ψ $C_{к.ж.}$ «массив-сооружение» выражается:

$$C_{к.ж.} = (a + bi)C_{\phi} \quad (4.7)$$

где a и b – величины, зависящие от коэффициента внутреннего трения γ_v , т.е. $a(\gamma_v)$ и $b(\gamma_v)$ – функции γ_v .

Для намытых песков можно принимать $\gamma_v \leq 0,2$, для супесей $\gamma_v \leq 0,15$, а для суглинков $\gamma_v \leq 0,12$, для глины $\gamma_v \leq 0,1$; C_{ϕ} – фактическая жесткость системы; i – мнимая единица; aC_{ϕ} – неупругая жесткость идеально упругой системы (с массивом из песков); bC_{ϕ} – составляющая неупругая жесткость в системе «массив-сооружение».

Уравнение гармонических колебаний для системы «массив-сооружение» с одной степенью свободы (Рис. 4.4) с учетом внутреннего трения грунтового массива, согласно гипотезе «комплексной жесткости» при динамических нагрузках, на примере сейсмического движения массива как основания подземного сооружения можно выразить уравнением

$$mz_{к.н} + (a + bi)C_{\phi}z_{к.н} = P_0 e^{i\omega t} \quad (4.8)$$

где m – масса системы; P_0 и ω – амплитуда динамических нагрузок и угловая частота возмущающей гармонической силы; $z_{\kappa,n}$ – комплексное перемещение системы от динамических нагрузок P_0 .

Решение уравнения (4.8) можно написать в виде:

$$z_{\kappa,n} = A \cos(\omega t - \beta) \quad (4.9)$$

где A, β – амплитуда и фаза вынужденных колебаний от динамических нагрузок, P_0 – амплитуда затухания собственных колебаний системы, t – время.

Для динамического расчета системы «массив-сооружение» необходимо знать кроме указанных показателей следующие параметры грунтов в массиве и элементов конструкций подземных сооружений: амплитуды колебаний – A, P_0, P , частоты собственных и вынужденных колебаний – ω , периоды колебаний – T и относительные горизонтальные и вертикальные деформации $\varepsilon_{om,z}$ и $\varepsilon_{om,v}$ коэффициент затухания со временем $\alpha_{зам}$.

Для грунтового массива при динамических расчетах величины P_0 и ω принимают из технической документации машин и механизмов, а для сейсмических нагрузок – из записей землетрясений в районах сейсмической зоны. Амплитуды колебаний A определяют формулой [23; 38; 85]:

$$A = \frac{P_0}{mp \sqrt{\left(1 - \frac{\gamma_v}{4} - \frac{\omega^2}{p^2}\right)^2 + \gamma_v}} \quad (4.10)$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{-\gamma_v}{1 - \frac{\gamma_v}{4} - \frac{\omega^2}{p^2}} \quad (4.11)$$

$$\text{Величины: } P = \frac{P_0}{\sqrt{1 + \frac{\gamma_v}{4}}}; P_0 = \sqrt{\frac{C_\phi}{m}} \quad (4.12)$$

где ω – угловые частоты затухающих или незатухающих собственных колебаний системы.

Период колебаний грунтовых массивов может изменяться в пределах $0,1 < T \leq 3 \text{ с}$. На Рис. 4.6 показано спектр максимальных ускорений $W_0, \text{ см/с}^2$ для упругопластической системы от землетрясений.

Относительные деформации при землетрясениях в грунтовых массивах изменяются в горизонтальном направлении оси x : $\varepsilon_{om,x} = 3,67 \cdot 10^{-5} \div 23,5 \cdot 10^{-5}$, а в вертикальном направлении по оси z : $\varepsilon_{om,z} = 2,33 \cdot 10^{-5} \div 10,8 \cdot 10^{-5}$, коэффициент затухания со временем для грунтов массива – $\alpha_{зам} = 0,4 \div 0,9 \text{ с}^{-1}$.

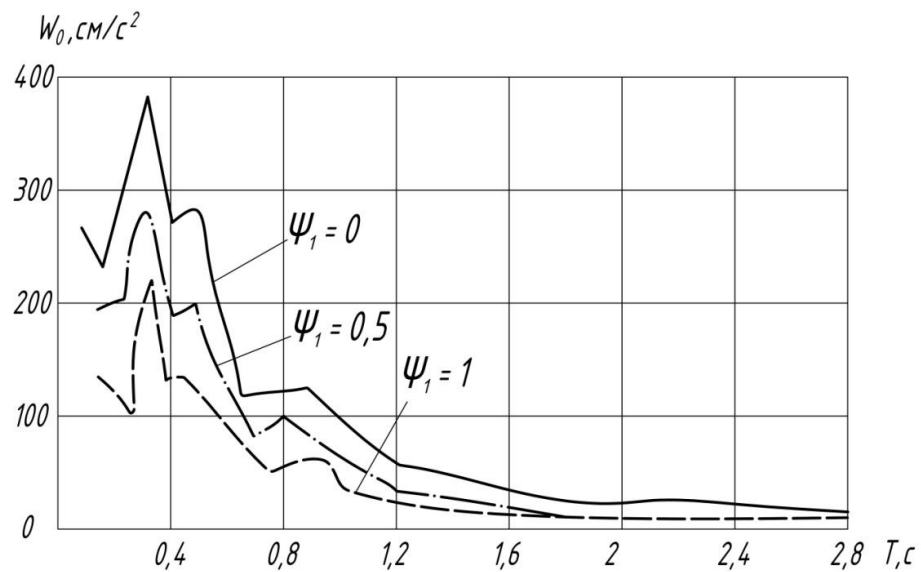


Рис. 4.6. Спектр максимальных ускорений для упругопластической системы

Нами исследованы необходимые параметры для динамического расчета различных грунтов, используемых как основание подземного сооружения. Результаты приведены в Табл. А.9 (Приложение А).

4.2 Моделирование упруго-податливого виброизолирующего массива для основания сооружения из структурно-неустойчивого грунта

Моделирование упруго-податливого виброизолирующего массива для основания подземного сооружения рассмотрим на примере, когда массив состоит из структурно-неустойчивого грунта.

Часто в инженерной практике встречаются лессовые просадочные, заторфованные, илистые грунты, оставшиеся под намывным слоем малой толщины (до 2,0 м), недостаточной для восприятия действующих нагрузок, особенно динамических нагрузок от технологических машин и механизмов. Примером является массив лессовидного суглинка I типа просадочности (Рис. 4.7).

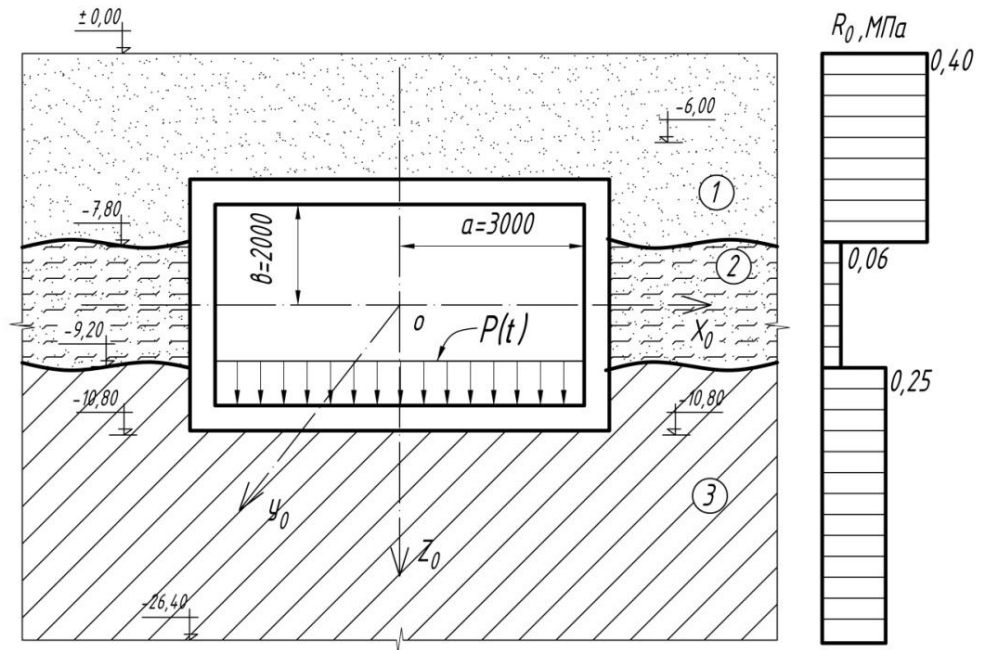


Рис. 4.7. Схема расположения подземного сооружения в грунтовом массиве с условным сопротивлением грунта, R_0 , МПа и динамическими нагрузками $P(t)$:
1 – намывной песок средней крупности и средней плотности $R_0 = 0,45$ МПа;
2 – торф; 3 – лессовидный суглинок по II типу просадочности

В лабораторных условиях исследованы физико-механические характеристики этих грунтов и показатели приведены в Табл. А.10 (Приложение А).

Коэффициент пористости слоев определялся по формуле:

$$e_0 = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + W) - 1 \quad .$$

I слой: Плотность намывного песка определялась по коэффициенту пористости, так как $0,55 < e_0 = 0,587 < 0,7$ – песок средней крупности и средней плотности имеет условное расчетное давление $R_0 = 0,4$ МПа, однако толщина этого слоя от уровня поверхности строительной площадки – 7,8 м не подходит для

опирания подземного сооружения на намывной песчаный слой, когда высота сооружения $h \geq 4,8$ м.

II слой состоит из слабо разложившегося торфа. Слой имеет толщину 1,2 м и его следует проходить при строительстве подземных сооружений.

III слой представляем лессовидным суглинком II типа просадочности и большой толщиной ($H > 17$) м, который без закрепления нельзя принимать как основание сооружений, так как при увлажнении он даст большие просадочные деформации. Из-за большой глубины данного слоя закрепление силикатными растворами требует большого расхода материалов и практически очень трудно осуществимо по глубине нагнетания (более 26 м).

Проблему решаем путем замены массива упруго-податливым виброизолирующим слоем. При этом используем упруго-податливый виброизолирующий массив взамен III слоя из структурно-неустойчивого лессовидного суглинка II типа просадочности, .

Моделирование податливого виброизолирующего массива начинаем по определению расчетной схемы объекта подземных сооружений и расположения на грунтовом массиве (Рис. 4.7).

Основные параметры массива упругоподатливого виброизолируемого объекта.

Основные параметры виброизолируемого объекта, на примере подземного сооружения в виде тоннеля прямоугольного поперечного сечения, составляют: ширина 6,0 м, высота 4,0 м. Основная расчетная схема показана на Рис. 4.7.

В качестве основной системы координат условно принимаем отрезанный участок по главным центральным осям инерции x_0, y_0, z_0 . Координаты центра инерции (центра тяжести) объекта (тоннеля) мысленно расчлняем на n простых элементов, определенных в системе координат с произвольным началом и осями x, y, z (параллельными осями x_0, y_0, z_0 , если их направление известно) по формулам:

$$x_c = \frac{1}{m \sum_i m_i x_i}; y_c = \frac{1}{m \sum_i m_i y_i}; z_c = \frac{1}{m \sum_i m_i z_i}, \quad (4.13)$$

где m_i – масса i -го элемента; m – общая масса сооружений, условно определенная для участка длиной 1 пог.м; x_i, y_i, z_i – координаты центра тяжести i -го элемента.

Под действием динамических нагрузок в подземном сооружении возникают вращательные колебания. Для определения вращательных колебаний виброизолируемого объекта надо знать моменты инерции относительно осей x_0, y_0, z_0 :

$$\left. \begin{aligned} I_{0,x} &= \sum \left[I_{xi} + m_i (y_{0,i}^2 + z_{0,i}^2) \right]; \\ I_{0,y} &= \sum \left[I_{yi} + m_i (z_{0,i}^2 + x_{0,i}^2) \right]; \\ I_{0,z} &= \sum \left[I_{zi} + m_i (x_{0,i}^2 + y_{0,i}^2) \right]. \end{aligned} \right\}, \quad (4.14)$$

где I_{xi}, I_{yi}, I_{zi} – моменты инерции i -го элемента относительно осей проходящих через его центр тяжести параллельно осям x_0, y_0, z_0 , а $x_{0,i}, y_{0,i}, z_{0,i}$ – координаты центра тяжести i -го элемента. Если поделить i -й элемент на вид прямоугольного параллелепипеда с размерами a, b, h в направлениях осей x_0, y_0, z_0 соответственно, то:

$$I_{xi} = \frac{m_i (b^2 + h^2)}{12}; I_{yi} = \frac{m_i (a^2 + h^2)}{12}; I_{zi} = \frac{m_i (a^2 + b^2)}{12}. \quad (4.15)$$

Радиусы инерции будут:

$$R_{0,x} = \sqrt{\frac{I_{0,x}}{m}}; R_{0,y} = \sqrt{\frac{I_{0,y}}{m}}; R_{0,z} = \sqrt{\frac{I_{0,z}}{m}}. \quad (4.16)$$

Виброизолирующие материалы бывают упругими (пружина Гука) и вязкими (амортизатор – жидкость Ньютона).

При использовании упругого материала виброизоляции в расчетах участвуют характеристики коэффициента жесткости по трем осям симметрии $K_{x,i}, K_{y,i}, K_{z,i}$ (здесь i – номер виброизолятора), ориентируемым при проектировании параллельно осям x_0, y_0, z_0 . Для обеспечения виброизоляции объекта жесткости виброизолирующих материалов должны быть равными силе, вызывающей единичную деформацию виброизолируемого объекта в данном направлении. Система виброизолятора характеризуется суммарными жесткостями (Рис. 4.8).

Центром жесткости системы виброизоляторов вдоль данной оси называется точка приложения равнодействующей их реакций, параллельных этой оси, возникающих при поступательном перемещении подземных сооружений вдоль этой оси (Рис. 4.8). В общем случае имеются три центра жесткости, координаты которых определяют по формулам, аналогичным (4.13). Таким образом, центр жесткости вдоль оси z (вертикальной) определяется координатами:

$$x_z = \frac{1}{K_z} \sum_i K_{z,i} x_i; y_z = \frac{1}{K_z} \sum_i K_{z,i} y_i; z_z = \frac{1}{K_z} \sum_i K_{z,i} z_i, \quad (4.17)$$

где x_i, y_i, z_i – координаты точек приложения реакций виброизоляторов (пружина Гука). При замене индекса z на x и y получаются формулы для координат центров жесткости в направлениях x и y .

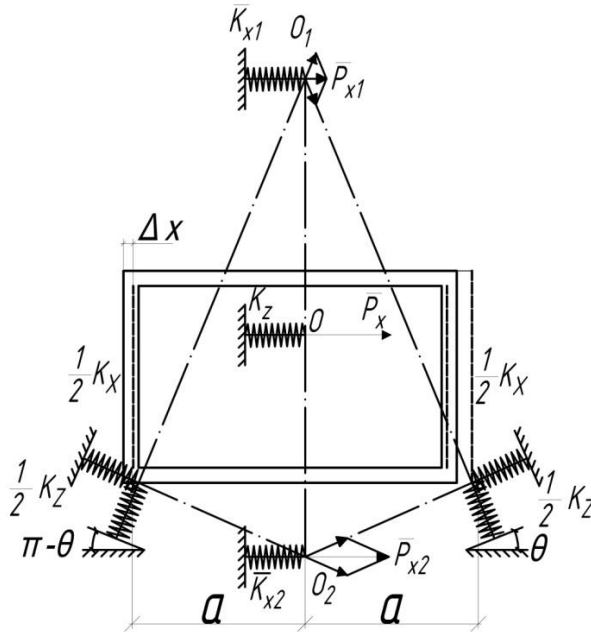


Рис. 4.8. Расчетные схемы виброизоляции подземных сооружений упругими опорами из пружины

Часто достаточно знать положение вертикальной оси жесткости, определяемое двумя первыми формулами (4.17), и высоты центров (осей) жесткости в направлениях x и y :

$$z_x = \frac{1}{K_x} \sum_i K_{x,i} z_i; z_y = \frac{1}{K_y} \sum_i K_{y,i} y_i. \quad (4.18)$$

Если выполняется условие $K_{z,i} = \alpha K_{x,i} = \beta K_{y,i}$, то все три центра жесткости лежат в одной точке, называемой в этом случае главным центром жесткости. Система виброизоляторов (пружины) характеризуется также суммарными угловыми жесткостями:

$$\left. \begin{aligned} K_{\varphi,x} &= \sum_i (K_{z,i} y_{x,i}^2 + K_{y,i} z_{x,i}^2); \\ K_{\varphi,y} &= \sum_i (K_{x,i} z_{y,i}^2 + K_{z,i} x_{y,i}^2); \\ K_{\varphi,z} &= \sum_i (K_{y,i} x_{z,i}^2 + K_{x,i} y_{z,i}^2). \end{aligned} \right\}, \quad (4.19)$$

где $x_{y,i}, y_{x,i}, z_{x,i}$ – координаты точек приложения реакций виброизоляторов в системе координат с началом соответствующим центром жесткости и осями, параллельными осям жесткости.

Важное значение при виброизоляции объекта имеют силы неупругого сопротивления грунтового массива, где находится объект, т.е. амортизатор (жидкость или вязкость) Ньютона. Оно возникает при колебаниях в упругих элементах (в наших случаях – в щебнях, заменяющих пружины Гука), таких, как силы внутреннего трения или гидравлических демпферах (силы вязкого трения). Силы вязкого трения массива горных пород как основания вокруг объекта подземных сооружений с упругими элементами (пружинами) показаны на Рис. 4.9.

При замене пружины щебнем, шероховатость поверхности щебня обеспечивает достаточную силу внутреннего трения, а влажное состояние щебня с помощью воды до водоупорного слоя ниже толщины щебеночного слоя создает большой гидравлический демпфер, в виде силы вязкого трения, заменяющей амортизатор (жидкость или вязкость) Ньютона.

Внутреннее трение в основном не зависит от скорости деформации виброизолятора. В общем понятии внутреннее трение шероховатых поверхностей щебня не будет зависеть от скорости деформаций толщины щебеночного слоя, играющего роль виброизолятора.

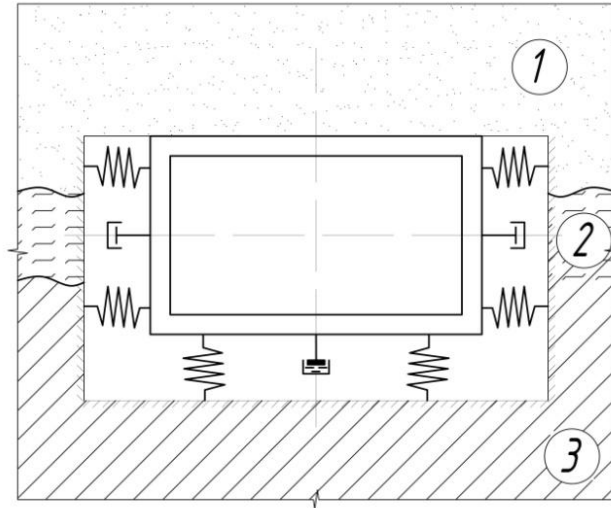


Рис. 4.9. Конструктивные схемы виброизоляции подземных сооружений с упрощенными реологическими элементами массива горных пород, как оснований:
1 – намывной песок; 2 – торф; 3 – лессовидный суглинок II типа по просадочности

Составление и решение уравнения поступательных колебаний от динамических нагрузок на виброизолированный массив.

Уравнение поступательных колебаний на виброизолированный массив как основание подземного сооружения (где виброизолятором является щебеночный слой вокруг подземных сооружений) вдоль оси z с учетом внутреннего трения имеет в комплексной форме следующий вид (Рис. 4.10):

$$mW'' + (1 + i\gamma_z)K_i W = P_{0,z}(\cos \omega_0 t + i \sin \omega_0 t), \quad (4.20)$$

где W – перемещение по оси z ; W'' – производная перемещения по II степени, относительно оси z , т.е. $\frac{d^2 W}{dz^2} = W''$; i – мнимая единица; γ_z – коэффициент потерь внутреннего трения; $P_{0,z}$ и ω_0 – соответственно амплитуда и круговая частота силы.

Комплексную жесткость более точно следует принимать равной $U + iV$, где

$$U = \frac{1}{\sqrt{1+\gamma_z^2}}; \quad V = \gamma_z / \sqrt{1+\gamma_z^2}.$$

Однако в практических расчетах при $\gamma_z \leq 0,2$, можно принимать $U = 1, V = \gamma_z$.

Величина $C_z = \gamma_z K_z$ – жесткость неупругого сопротивления (вязкость Ньютона), которые используются при определении амплитуды силы внутреннего трения $P_{0,z}$ и упругой силы $P_{0,y}$:

$$P_{0,z} = C_z \alpha_{0,z} \text{ и } P_{0,y} = C_z \alpha_{0,y}, \quad (4.21)$$

где $\alpha_{0,z}$ и $\alpha_{0,y}$ – амплитуды перемещений по осям z и y .

Коэффициент потери будет:

$$\gamma_z = \frac{P_{0,z}}{P_{0,y}} = \frac{C_z}{K_z}. \quad (4.22)$$

Логарифмический декремент колебаний δ_z тесно связан с коэффициентом потери γ_z и определяется формулой:

$$\delta_z = \pi \gamma_z. \quad (4.23)$$

В демпферах с жидкостью сила вязкого трения Ньютона пропорциональна скорости. Тогда уравнение поступательных колебаний объекта, с присоединенными к нему демпферами (в нашем случае щебеночный слой в увлажненном состоянии вокруг подземного сооружения) имеет вид:

$$mW'' + \alpha_z W' + K_z W = P_{0,z} \cos \omega_0 t, \quad (4.24)$$

где α_z – коэффициент сопротивления жидкости; m – масса сооружения с технологическим оборудованием, машинами и механизмами. При условии $a_z^2 \leq 4mK_z$ – амплитуда силы вязкого трения, с практической точности будет равна, при свободных колебаниях, т.е.

$$P_{0,\text{тех}} = \alpha_z \omega_z a_{0,z}, \quad (4.25)$$

где ω_z – круговая частота собственных колебаний системы, а при вынужденных колебаниях от технологических оборудований амплитуда $P_{0,\text{тех}}$ будет:

$$P_{0,\text{тех}} = \alpha_z \omega_0 a_{0,z} = \alpha'_z a_z \omega_z a_{0,z}, \quad (4.25')$$

где $\alpha'_z = \frac{\omega_0}{\omega_z}$. Величину $\overline{C_{0,z}} = \alpha'_z a_z \omega_z$ – назовем жесткостью неупругого сопротивления при вязком трении, которая при собственных колебаниях равна $\overline{C_z} = a_z \omega_z$. При практических расчетах можно принимать $\alpha_z = \alpha'_z$.

Как было во внутреннем трении, здесь тоже появляется коэффициент потерь $\gamma'_z = \gamma_z$ при вязком трении, т.е.:

$$\overline{\gamma_z} = \frac{P_{0,\text{тех}}}{P_{0,y}} = \frac{\overline{C_z}}{K_z}. \quad (4.26)$$

По аналогии с центром жесткости упругих элементов (пружин), можно определить центр тяжести неупругого сопротивления (амортизатор Ньютона), координаты которого определяются по формуле (4.26).

Таким образом, виброизолятор в виде слоя щебня крупностью 40–70 мм исполняет роль упругого элемента (пружины) согласно реологической модели грунтового массива, как основания подземного сооружения, а в случае увлажнения этого щебня он становится виброизолятором с пружиной и амортизатором Ньютона.

Определение частот собственных колебаний виброизолированного объекта (подземного сооружения) в массиве.

В общем виде виброизолированный объект в щебеночном массиве имеет шесть степеней свободы и, следовательно, необходимо определить шесть частот и форм собственных колебаний. При их определении незначительное влияние имеет неупругое сопротивление вязкости Ньютона, поэтому можно им пренебречь.

Расстановка виброизоляторов в плане всегда должна быть такой, чтобы их центр жесткости лежал на одной вертикали с центром тяжести объекта (подземного сооружения). При совпадении этих центров круговые частоты собственных поступательных $\omega_x, \omega_y, \omega_z$ и вращательных $\omega_{\varphi,x}, \omega_{\varphi,y}, \omega_{\varphi,z}$ колебаний определяются соответственно по формулам:

$$\omega_x^2 = \frac{K_x}{m}; \omega_y^2 = \frac{K_y}{m}; \omega_z^2 = \frac{K_z}{m}; \omega_{\varphi,x}^2 = \frac{K_{\varphi,x}}{m}; \omega_{\varphi,y}^2 = \frac{K_{\varphi,y}}{m}; \omega_{\varphi,z}^2 = \frac{K_{\varphi,z}}{m}. \quad (4.27)$$

Если установка виброизоляторов по оси z требуется больше, чем по осям x , тогда они устанавливаются в углах подземного сооружения в два ряда, один наклоненный под углом θ , а другой под углом 90° , с наклоном к углам θ (Рис. 4.8). При этом угол θ можно принимать $\theta = 25^\circ - 30^\circ$. Тогда жесткости $K_x < K_z$. Поступательное смещение объекта (подземного сооружения) вдоль оси x происходила на величину Δx . Жесткость такой системы в направлении оси x равна:

$$K_x = K_{x,1} + K_{x,2} = \frac{P_{x,1}}{\Delta x} + \frac{P_{x,2}}{\Delta x}, \quad (4.28)$$

причем уровень условной горизонтальной пружины (рис.4.9) $\overline{K_x}$ будет выше уровня вершин наклонных виброизоляторов. Жесткость наклонных виброизоляторов будет $\overline{K_x}$ и $\overline{K_z}$. Однако, так как $\overline{K_x} < \overline{K_z}$ – смещение будет значительно больше по

направлению оси z , чем по оси x . Это требует толщины слоя из щебня по оси z (под днищем подземных сооружений) выполнить больше, чем с боковых сторон по оси x .

Перемещения виброизолированного объекта (подземного сооружения) в массиве щебеночно-песчаной смеси.

Как было отмечено в разделе 2, основным видом динамических нагрузок в практике эксплуатации подземных сооружений является гармоническая сила с одинаковой частотой, изменяющейся во времени одна – по закону косинуса, другая – по закону синуса.

Гармонические нагрузки, действующие на подземные сооружения, приводятся к трем силам P_x, P_y, P_z , приложенным в центре тяжести в направлении осей x_0, y_0, z_0 , и трем моментам M_x, M_y, M_z относительно этих осей. Эти гармонические нагрузки, имеющие одну и ту же частоту на разные начальные фазы, заменяются гармоническими нагрузками двух видов, один из которых действует по закону синуса (отмечаются одним штрихом сверху), другой – по закону косинуса (отмечаются двумя штрихами сверху).

Амплитуды линейных и угловых колебаний объекта, происходящих по закону синуса, обозначаются буквами $a_{0,x}, a_{0,y}, a_{0,z}, \varphi_{0,x}, \varphi_{0,y}, \varphi_{0,z}$, а колебаний, происходящих по закону косинуса, – буквами $b_{0,x}, b_{0,y}, b_{0,z}, \psi_{0,x}, \psi_{0,y}, \psi_{0,z}$. При этом амплитуды колебаний, вызываемых действием синусоидальных и косинусоидальных динамических нагрузок, отличаются соответственно одним и двумя штрихами сверху.

Рассмотрим перемещение точки $M_{(x_0, y_0, z_0)}$, условно принятой в центре подземного сооружения от действующих нагрузок, приложенных к этой точке $P_{0,x}, P_{0,y}, P_{0,z}$, от которых точка M перемещается в соответствующих координатах в осях $x_{0,p}, y_{0,p}, z_{0,p}$, как показано на Рис. 4.10.

Координаты точки M относительно координата объекта будут: $M_{(x_0, y_0, z_0)}$. Амплитуды суммарных колебаний точек объекта обозначим буквой $a_{x,y,z}$. Силы и линейные перемещения будем считать положительными, если их направление совпадает с положительным направлением осей. Моменты и угловые перемещения

будем считать положительными, если поворот происходит по ходу часовой стрелки (Рис. 4.10).

Рассмотрим несколько случаев, когда центр тяжести объекта и центры жесткостей упругого (пружины) и неупругого (вязкость Ньютона) сопротивления виброизоляторов отличаются.

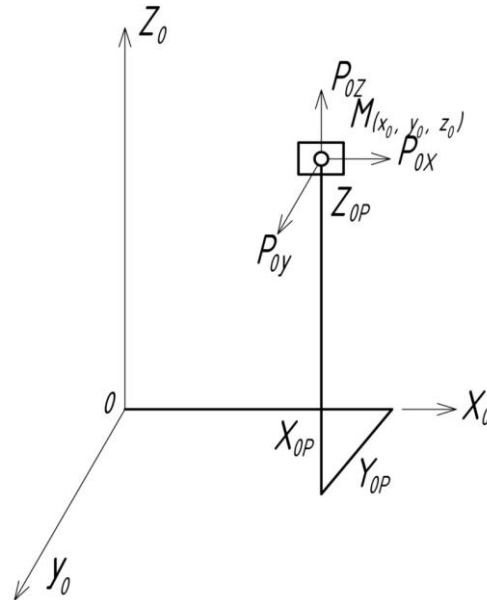


Рис. 4.10. Координаты точки $M(x_0, y_0, z_0)$ приложения возмущающих сил P_x, P_y и P_z с амплитудами $P_{0,x}, P_{0,y}, P_{0,z}$

Допустим, центр тяжести объекта и центры жесткости упругого виброизолятора совмещены.

Тогда линейное поступательное колебание происходит по закону синуса, коэффициент α_i будет: $\alpha_i = \frac{\omega_0}{\omega_j}$ где $\omega_j (j = 1, 2, \dots, 6)$ – поступательные круговые частоты собственных колебаний $\omega_x, \omega_y, \omega_z, \dots, \omega_{\varphi, x}$, определяемые по формулам (4.27) и расположенные в порядке их возрастания, а ω_0 – круговая частота возмущающей силы для виброизолированных машин и механизмов, можно для практических расчетов принимать (зона резонанса) $\alpha_i > 2,5$, тогда амплитуды линейных колебаний по закону синуса $a'_{0,x}, a'_{0,y}, a'_{0,z}$ и круговых колебаний по закону синуса $\varphi'_{0,x}, \varphi'_{0,y}, \varphi'_{0,z}$, а также линейных колебаний по закону косинуса

$b''_{0,x}, b''_{0,y}, b''_{0,z}$ и круговых колебаний по закону косинуса $\psi''_{0,x}, \psi''_{0,y}, \psi''_{0,z}$ будут определяться следующими формулами:

$$a'_{0,x} = \frac{P'_{0,x}}{-m\omega_0^2}; a'_{0,y} = \frac{P'_{0,y}}{-m\omega_0^2}, a'_{0,z} = \frac{P'_{0,z}}{-m\omega_0^2}; \varphi'_{0,x} = \frac{M'_{0,x}}{-I_{0,x}\omega_0^2}, \varphi'_{0,y} = \frac{M'_{0,y}}{-I_{0,y}\omega_0^2}, \varphi'_{0,z} = \frac{M'_{0,z}}{-I_{0,z}\omega_0^2}; \quad (4.29)$$

$$b''_{0,x} = \frac{P''_{0,x}}{-m\omega_0^2}, b''_{0,y} = \frac{P''_{0,y}}{-m\omega_0^2}, b''_{0,z} = \frac{P''_{0,z}}{-m\omega_0^2}, \psi''_{0,x} = \frac{M''_{0,x}}{-I_{0,x}\omega_0^2}, \psi''_{0,y} = \frac{M''_{0,y}}{-I_{0,y}\omega_0^2}, \psi''_{0,z} = \frac{M''_{0,z}}{-I_{0,z}\omega_0^2}. \quad (4.30)$$

Амплитуды $a'_{0,x}, \varphi'_{0,x}, b''_{0,x}, \psi''_{0,x}$ – для практических расчетов можно принимать равными нулю, так как они имеют очень малые значения. Остальные параметры амплитуды можно вычислить в случаях, когда величины коэффициента зоны резонанса $\alpha_i = \frac{\omega_0}{\omega_j} = 0,75 \div 1,25$. В таких случаях следует увеличивать виброизоляторы, чтобы уменьшилось соотношение вынужденных колебаний $\frac{\omega_0}{\omega_j}$, путем увеличения толщины щебеночного слоя.

Амплитуды перемещений какой либо i -й точки объекта с координатами $x_{0,i}, y_{0,i}, z_{0,i}$ при движении по закону синуса определяются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} a_{x,i} &= a_{0,x} + \varphi_{0,y}z_{0,i} - \varphi_{0,z}y_{0,i}; \\ a_{y,i} &= a_{0,y} + \varphi_{0,z}x_{0,i} - \varphi_{0,x}z_{0,i}; \\ a_{z,i} &= a_{0,z} + \varphi_{0,x}y_{0,i} - \varphi_{0,y}x_{0,i}. \end{aligned} \right\}, \quad (4.31)$$

а при движении по закону косинуса по формулам:

$$\left. \begin{aligned} b_{x,i} &= b_{0,x} + \psi_{0,y}z_{0,i} - \psi_{0,z}y_{0,i}; \\ b_{y,i} &= b_{0,y} + \psi_{0,z}x_{0,i} - \psi_{0,x}z_{0,i}; \\ b_{z,i} &= b_{0,z} + \psi_{0,x}y_{0,i} - \psi_{0,y}x_{0,i}. \end{aligned} \right\}. \quad (4.32)$$

Модульные значения амплитуд колебаний i -й точки в направлении осей координат определяются по формулам:

$$A_{x,i} = \sqrt{a_{x,i}^2 + b_{x,i}^2}; A_{y,i} = \sqrt{a_{y,i}^2 + b_{y,i}^2}; A_{z,i} = \sqrt{a_{z,i}^2 + b_{z,i}^2} \quad (4.33)$$

Следует отметить, что резонансные явления виброизолируемого объекта возникают, когда $\alpha_i = \frac{\omega_0}{\omega_j} \geq 2,5$, при внутреннем трении (пружина) и вязком (жидкость Ньютона) сопротивлении виброизоляторов. Явление резонанса можно погасить путем увеличения толщины щебеночного слоя.

1. Центр тяжести объекта и центры упругого и неупругого сопротивлений находятся в разных точках.

В этом случае ω_j ($j = 1, 2, \dots, 6$) означает круговые частоты собственных колебаний виброизолируемого объекта $\omega_{\varphi,x,1}, \omega_{\varphi,x,2}, \omega_{\varphi,y,1}, \omega_{\varphi,y,2}, \omega_{\varphi,z,1}, \omega_{\varphi,z,2}$, определяемые по формулам (4.27). Амплитуды колебаний в рабочем режиме технологичных машин и механизмов, входящих в виброизолируемый объект, при $\alpha_i \geq \frac{\omega_0}{\omega_j} \geq 2,5$ определяются по формулам (4.28) и (4.29) лишь в случае, когда их значения получаются близкими к допустимым.

Если частота возмущающей силы близка к частоте собственных колебаний или совпадает с ней ($0,75 < \alpha_i < 1,25$) по формулам (4.28) и (4.29), то они не применимы.

Если центр объекта и центр виброизоляции имеет разные места расположения, толщина щебеночного слоя увеличивается.

4.3 Определение динамических нагрузок, передаваемых через элементы конструкций сооружений на виброизолирующий упруго-податливый массив

Практически щебеночно-песчаный массив, используемый как основание подземного сооружения, является маложестким по сравнению с виброизолятором (щебеночным слоем), поэтому гармонические загрузки от технологических машин и механизмов передаются через виброизоляторы (щебеночные слои) на глубокий слой из слабого структурно-неустойчивого грунта и в боковые грунтовые слои. Передачу динамической нагрузки на щебеночный слой, а затем на грунт удобно определять с помощью функций передачи или коэффициентов передачи.

Динамические нагрузки, передающиеся через элементы конструкций на щебеночные слои и через них на массив из слабых грунтов, приводятся к трем силам $P_{k,x}, P_{k,y}, P_{k,z}$ в направлении осей координат x_0, y_0, z_0 и трем моментам $M_{k,x}, M_{k,y}, M_{k,z}$ (Рис. 4.11) [53; 57; 85; 130; 141; 142].

Коэффициент передачи η'_i, η''_i и ξ'_i, ξ''_i нагрузок от колебаний виброизоляторов (щебеночно-песчаного слоя) на грунтовый массив под щебеночным слоем в боковые стороны по координатным осям x, y, z . При $0,75 < \alpha_i < 1,2$ (где $\alpha_i = \frac{\omega_0}{\omega_j}$, ω_0 – частота вынужденных колебаний, ω_j – частота собственных колебаний) будет:

$$\eta'_x = \frac{a'_{0,x}}{a_{ш,x}} = \frac{(1 - a_x^2) + y_x^2}{(1 - a_x^2)^2 + y_x^2}; \xi'_x = \frac{b'_{0,x}}{b_{ш,x}} = \frac{-a_x^2 y_x}{(1 - a_x^2)^2 + y_x^2};$$

$$\eta''_x = \frac{b''_{0,x}}{a_{ш,x}} = \frac{a_x^2 y_x}{(1 - a_x^2)^2 + y_x^2}; \xi''_x = \frac{b''_{0,x}}{b_{ш,x}} = \frac{(1 - a_x^2) + y_x^2}{(1 - a_x^2)^2 + y_x^2}. \quad (4.34)$$

Здесь индексы «0» – «объект», «ш» – «щебеня» – виброизолятор; $a'_{0,x}, b'_{0,x}$ – амплитуды объекта по законам синуса, $a''_{0,x}, b''_{0,x}$ – амплитуды объекта по законам косинуса, так же a_{max}, b_{max} – амплитуды щебеночного слоя; γ_x – коэффициент потерь силы и моментов при применении виброизоляторов; для стальных пружин коэффициент потерь $\gamma_n = 0,01$; для резиновых изоляторов коэффициент потерь зависит от марки, для марки №3311 и 4049, $\gamma_p = 0,03$.

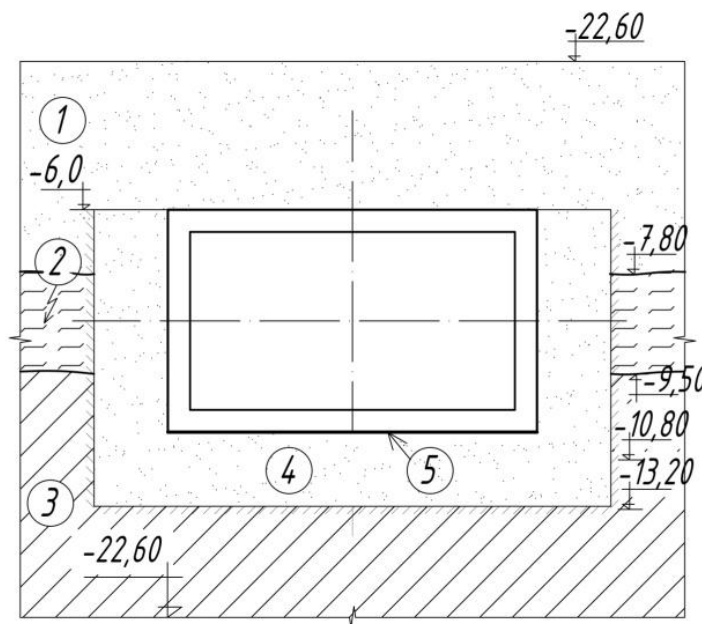


Рис. 4.11. Схема виброизолированных податливых щебеночных оснований для подземных сооружений: 1 – насыпной песок средней крупности и средней плотности; 2 – торф; 3 – лессовидный суглинок II типа просадочности; 4 – щебеночный слой фракции 40 – 70 мм; 5 – гидроизоляция

Для щебеночно-песчаного слоя можно принимать коэффициент потерь $\gamma_{ш,x} = \gamma_{ш,y} = \gamma_{ш,z} = 0,27 \div 0,30$.

Частные амплитуды колебаний:

$$a'_{0,x} = \eta'_x a_{ш,x}; a''_{0,x} = \eta''_x b_{ш,x}; b'_{0,x} = \xi'_x a_{ш,x}; b''_{0,x} = \xi''_x a_{ш,x}. \quad (4.35)$$

Формулы (4.35) используются для определения амплитуд колебаний виброизолированного объекта $a_{0,x}, \dots, b_{0,x}, \dots$ с учетом щебня, как пружины Гука и вязкости Ньютона.

При совместном щебеночном и вязкостном виброизоляторе получим суммарные величины частотных значений:

$$a_{0,x} = a'_{0,x} + a''_{0,x}; \gamma_{0,x} = \gamma'_{0,x} + \gamma''_{0,x}; b_{0,x} = b'_{0,x} + b''_{0,x}; \psi_{0,x} = \psi'_{0,x} + \psi''_{0,x} \quad (4.36)$$

Свойства щебеночно-песчаного виброизолятора характеризуются жесткостью столба щебня в стакане размерами 100·200 мм в вертикальном направлении и свойствами щебня:

$$K_z = \frac{Gd}{8c^2i}, \quad (4.37)$$

где G – модуль сдвига, принимается для щебеночного слоя крупности 40-80 мм условно $G = 8 \cdot 10^6$ Н/см² при практических расчетах; d – диаметр (крупность щебня), см; i – число кусков щебня, находящегося в стакане; $c = \frac{D}{d}$ – показатель щебеночного слоя, находящегося в стакане; D – внутренний диаметр стакана.

Расчетную нагрузку на столбик диаметром 100 мм и высотой 200 мм, принимаем:

$$P = P_{ст} + \beta P_d \quad (4.38)$$

где $P_{ст}$, Н – статическая нагрузка (от собственного веса щебня, сооружения и веса технологических машин и механизмов), передающаяся на площадь F , см² – где F – площадь столбика $d = 100$ мм; $\beta = 1,5$ – коэффициент уплотнения щебня; P_d – динамическая нагрузка, Н).

Если центр тяжести и центр жесткости упругого и неупругого сопротивлений находятся на одной вертикали, но в разных точках, то они хорошо сочетаются с одной степенью свободы, поэтому можно уверенно принимать, для пружины Гука K_z и демпфера с жесткостью неупругого сопротивления C_z .

Тогда моменты инерции можно считать, как у пружины Гука относительно центра тяжести $I_{0,z}$.

Колебания виброизолированного объекта с помощью щебеночного слоя как упругого (пружина Гука) и при наличии неупругих сопротивлений (вязкостью Ньютона) являются наилучшим видом виброизолятора.

Таким образом, щебеночно-песчаный слой как виброизолятор для массива слабого и структурно-неустойчивого грунтов, получающего динамические нагрузки от подземного сооружения, гасит колебания различных видов, таких как, поперечные, продольные, крутильные и их совокупность, возникающие от различных технологических машин и механизмов. Численные примеры по расчету виброизолирующих упруго-податливых массивов приведены в Приложении Б, параграф 4.4.

Результаты по данному разделу опубликованы в печатных работах [104; 112].

Выводы

На основании изложенного выше можно сделать следующие выводы:

1. Формирование виброизолирующих массивов из пород для оснований подверженных динамическим воздействиям считается эффективным, если коэффициент передачи динамических нагрузок от технологических машин и механизмов через конструкции подземных сооружений имеет малую величину. Возмущающие силы бывают либо гармоническими, либо импульсными.
2. Формирование виброизолирующих массивов из горных пород выполняется путем использования реологических элементов, в основном пружины Гука (для выражения упругих свойств), амортизаторов Ньютона (для выражения пластических свойств) и силы трения (тело Сен-Венана – для выражения упруго-податливости или трения породы).
3. Установлены основные динамические характеристики массива пород для использования оснований сооружений, которые необходимо учитывать при

расчете, такие как: динамическая жесткость, внутреннее трение, свободное затухание колебаний в массиве, коэффициент поглощения энергии и развитие деформаций от динамических нагрузок.

4. Моделированы упруго-податливые виброизолирующие массивы для использования в качестве оснований подземных сооружений, подверженных динамическим нагрузкам.

В лабораторных условиях определены физико-механические показатели намывных песков и подстилающих слоев, состоящих из структурно-неустойчивых грунтов, таких как торф, природные илы, лессовидные суглинки II типа просадочности.

5. Предложены расчетные схемы виброизоляции подземных сооружений с упругими опорами из пружин. Составлены уравнения поступательных колебаний от динамических нагрузок подземных конструкций и даны методы решений.

Определены амплитуды и частоты собственных и вынужденных колебаний конструкций подземных сооружений с виброизолированными массивами пород.

6. Впервые предложен виброизолирующий упруго-податливый массив, который заменяет массив, состоящий из слабых и структурно-неустойчивых грунтов.

7. Выполнен расчет численного примера виброизолирующего упруго-податливого основания подземного сооружения от динамических нагрузок технологических машин и механизмов на примере центрифуги.

РАЗДЕЛ 5 ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ПРИЕМЫ ИЗМЕНЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ МАССИВА СЛАБОГО И СТРУКТУРНО- НЕУСТОЙЧИВОГО ГРУНТА

5.1 Анализ начальных характеристик распространенных неустойчивых грунтов

Во многих случаях подземные сооружения опираются на массив из слабых грунтов или подстилающих структурно-неустойчивых грунтов, не пригодных для оснований, или прочные грунты под подошвой имеют малую толщину (до 2,0 м) и не могут воспринимать действующую нагрузку от подземных сооружений. В случае попадания активной зоны на слабый подстилающий слой и при этом он воспринимает действующую нагрузку от сооружений совместно с динамическими, то слабый подстилающий слой может полностью деформироваться на большую глубину. В таких случаях при расчете оснований подземных сооружений необходимо учитывать фактическую работу слабых подстилающих слоев и расчет несущей способности массивов производить с учетом показателей слабых слоев, так как находящийся под подошвой прочный грунт имеет малую толщину по сравнению с высотой активной зоны (до отметки нижней границы сжимаемой толщи – НГСТ).

Совместная работа прочного грунта малой толщины под подошвой сооружений и слабого подстилающего слоя требует специфических способов по усилению оснований подземных сооружений до глубины активной зоны (до линии НГСТ), которые более подробно будем рассматривать ниже.

В работе изучены физико-механические свойства некоторых коренных отложений под намывными песками в лабораторных условиях (до усиления), которые часто встречаются при строительстве подземных сооружений. Они приведены в Табл. А.11 (Приложение А).

Слабые горные породы, особенно структурно-неустойчивые грунты, изменяют свойства при различных факторах.

В основном к этим факторам относятся увлажнение, высыхание, температурные воздействия, выветривание и т.д.

Эти факторы как отрицательно, так и положительно влияют на изменение свойств горных пород.

Например, степень влажности S_r до определенной величины может увеличивать прочностные параметры C и ϕ , вплоть до просадки лессового грунта.

Известно, что степень влажности грунтов характеризуется $S_r = \frac{w \gamma_s}{\gamma_w e_0}$, когда $S_r < 0$ – грунт сухой, $0 < S_r \leq 0,5$ – маловлажный, $0,5 \leq S_r \leq 0,8$ – влажный, а $0,5 < S_r \leq 1,0$ – насыщенный водой.

При неизменном напряженном состоянии степень влажности $0 < S_r \leq 0,5$ увеличивает прочность глинистых грунтов, а также пылеватых и мелких песков.

Результаты опытов, проведенных нами в лабораторных условиях с некоторыми структурно-неустойчивыми грунтами одной и той же плотности грунта с изменением степени влажности, характеризуют увеличение c и ϕ в маловлажном состоянии. Они приводятся в следующем виде:

I опыт: – Лессовидный суглинок – $\gamma_s = 26,6 \text{ кН/м}^3$, $\gamma = 15,5 \text{ кН/м}^3$, при: $S_r = 0$, $\phi = 22^\circ 00'$, $c = 0,121 \text{ МПа}$; $S_r = 0,2$, $\phi = 24^\circ 00'$, $c = 0,13 \text{ МПа}$; $S_r = 0,4$, $\phi = 23^\circ 05'$, $c = 0,132 \text{ МПа}$; $S_r = 0,6$, $\phi = 22^\circ 20'$, $c = 0,127 \text{ МПа}$; $S_r = 0,8$, $\phi = 20^\circ 20'$, $c = 0,121 \text{ МПа}$, где $S_r = \frac{w \gamma_s}{\gamma_w e}$ – степень влажности; при $S_r \leq 0$ – сухой, $0 < S_r \leq 0,5$ – маловлажный; $0,5 \leq S_r \leq 0,8$ – влажный, $0,5 < S_r \leq 1,0$ – насыщенный водой; γ_s – удельный вес частицы; γ – удельный вес, w – природная влажность, $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес воды; $e_0 = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + w) - 1$ – коэффициент пористости.

II опыт: – Пылеватый песок с нарушенной структурой: – $\gamma_s = 26,4 \text{ кН/м}^3$, $\gamma = 15,0 \text{ кН/м}^3$, при: $S_r = 0$, $\phi = 28^\circ 00'$, $c = 0,0265 \text{ МПа}$; $S_r = 0,2$, $\phi = 28^\circ 30'$, $c = 0,031 \text{ МПа}$; $S_r = 0,4$, $\phi = 29^\circ 40'$, $c = 0,036 \text{ МПа}$; $S_r = 0,6$, $\phi = 29^\circ 00'$, $c = 0,033 \text{ МПа}$; $S_r = 0,8$, $\phi = 25^\circ 10'$, $c = 0,0246 \text{ МПа}$.

III опыт: – Заторфованная супесь - $\gamma_s = 22,2 \text{ кН/м}^3$, $\gamma = 14,4 \text{ кН/м}^3$, при: $S_r = 0$, $\phi = 22^\circ 00'$, $c = 0,015 \text{ МПа}$; $S_r = 0,2$, $\phi = 22^\circ 40'$, $c = 0,017 \text{ МПа}$; $S_r = 0,4$, $\phi = 23^\circ 20'$, $c = 0,019 \text{ МПа}$; $S_r = 0,6$, $\phi = 22^\circ 40'$, $c = 0,016 \text{ МПа}$; $S_r = 0,8$, $\phi = 19^\circ 10'$, $c = 0,012 \text{ МПа}$.

Как видно, с увеличением степени влажности прочностные параметры « ϕ » и « c » возрастают до величины $0,2 < S_r \leq 0,5$, т.е. при маловлажном состоянии, а затем уменьшаются до величины $S_r = 0,6$, а после $0,6 \leq S_r \leq 0,8$ прочностные параметры резко уменьшаются, это хорошо видно на Рис.5.1.

Если заполнить переуплотненный грунт при определенной начальной плотности водой до степени $S_r \leq 6$ и, испытав его на сдвиг по открытой и закрытой (дренированной и недренированной) методикам, можно получить неодинаковые результаты. Сдвиг по методике дренированного сдвига позволяет получить максимальные значения предельных касательных напряжений τ_{\max} в недоуплотнённом грунте и минимальные τ_{\min} значения – в переуплотненном грунте. Сдвиг по методике недренированного сдвига дает противоположные значения τ . Отсюда следует, что при сдвиге недоуплотненного грунта величина порового давления уменьшает величину нормального напряжения.

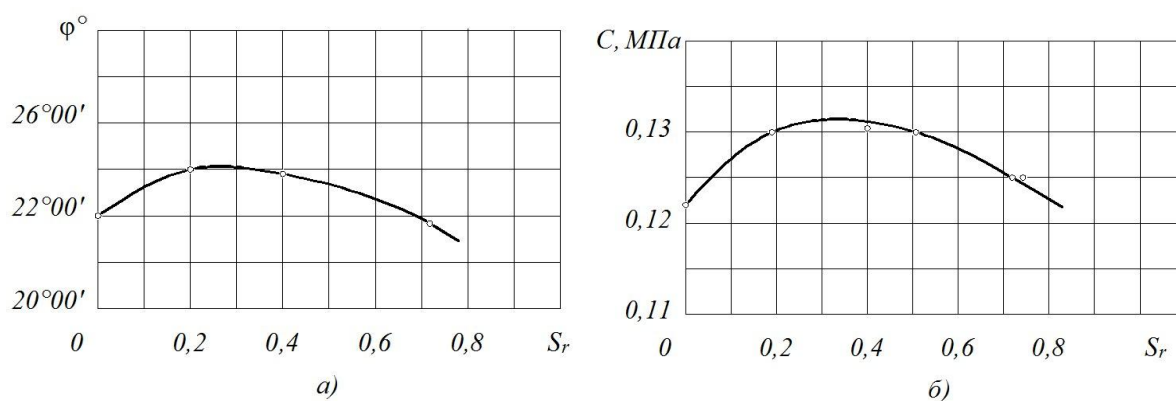


Рис. 5.1. Зависимость ϕ и c от степени влажности лессового суглинка

5.2 Разработка методики расчета параметров виброизолирующего упруго-податливого массива на устойчивость при динамических нагрузках

Требования к виброизоляции сводятся к уменьшению возмущающих сил, передающихся на грунтовое основание до величины $[P_{k.z}] = 20 \text{ кгс} = 0,2 \text{ кН}$, амплитуда вертикальных колебаний центра тяжести виброизолированного объекта в рабочем режиме не должна превышать $[a_{0.z}] = 0,05 \text{ мм}$, амплитуда колебаний точки крепления подводок на постаменте не должна превышать

0,05 мм в рабочем режиме и 1 мм в переходных режимах. Температура перемещения 18–20°C. Агрессивных факторов, воздействующих на виброизоляторы, нет.

Решение. Минимальную величину общей массы виброизолированного объекта определяем по формуле:

$$m_{min} = \frac{P_{0,z}}{[a_{0,z}] \omega_0^2} = \frac{1000}{0,0005(6,29 \cdot 24)^2} = 8,7 \frac{\text{кгс} \cdot \text{с}^2}{\text{см}} = 87 \frac{\text{Н} \cdot \text{с}^2}{\text{см}},$$

$$\text{где } \omega_0 = 2\pi F_0 = 2 \cdot 3,14 \cdot 24 = 150,72 \text{ с}^{-1}; F_0 = \frac{N}{60} = \frac{1440}{60} = 24 \text{ Гц};$$

$$Q_{min} = m_{min} \cdot g = 8,7 \cdot 981 = 8500 \text{ кгс} = 87 \text{ кН}.$$

Величину минимальных амплитуд находим:

$$a_{z_{min}} = \frac{\sqrt{P_{0,z} + [P_{k,x}]}}{[P_{k,x}]} = \sqrt{\frac{1000 + 20}{20}} = \sqrt{51} = 7,15.$$

Максимальная частота возмущающей силы, $F_{z_{max}}$ будет:

$$F_{z_{max}} = \frac{F_0}{a_{z_{min}}} = \frac{24}{7,15} = 3,35 \text{ Гц}.$$

Задаемся величиной отношения $\frac{\sigma_{z_{max}}}{a_{0,z}} = 5$, и по величине отношения

$$\frac{\varepsilon_V}{F_z^2} = \frac{0,8}{3,35^2} = 0,071, \text{ принимая минимальную величину коэффициента потерь } \gamma_{z_{min}},$$

где ε_V – скорость нарастания или убывания частоты возмущающей силы, Гц/с²;

F_z – частота собственных колебаний виброизолированного объекта, Гц;

$a_{z_{max}}$ – максимальная амплитуда колебаний виброизолированного объекта в

переходном режиме; $a_{0,z}$ – амплитуда колебаний виброизолированного объекта

(центрифуги) в рабочем состоянии.

Сначала применяем комбинированные (пружинно-резиновые) виброизоляторы, а потом переходим к зернистым (щебеночным) материалам. Форму постаментов выберем для пружинно-резиновых виброизоляторов такой, чтобы можно было совместить в одной точке центр тяжести объекта, центр жесткости пружины и центр неупругого сопротивления (амортизатор или вязкость Ньютона), как показано на Рис. 5.2.

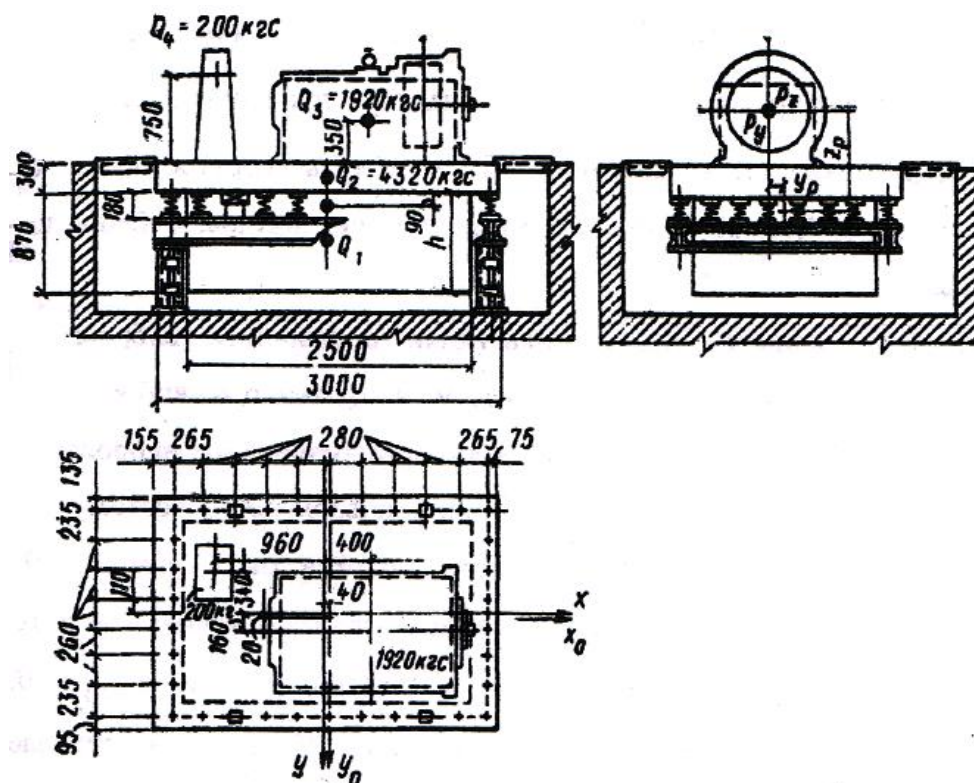


Рис. 5.2. Расчетная схема виброизоляции технологического оборудования с динамическими нагрузками на примере центрифуги

Рассмотрим виброизоляторы отдельно. Сначала используем в качестве виброизоляторов пружины, имеющие диаметр $d=16 \text{ мм}=1,6 \text{ см}$; $D=132 \text{ мм}=13,2 \text{ см}$; $i=5,5$ витков.

$$H_0 = 264 \text{ мм} = 26,4 \text{ см}; K'_z = 52 \frac{\text{кгс}}{\text{см}} = 520 \frac{\text{Н}}{\text{см}}; [P'_{\text{ст}}] = 487 \text{ кгс} = 4,87 \text{ кН};$$

$$\lambda = 94 \text{ мм} = 9,4 \text{ см}; H_{p.\text{min}} = 264 - 94 = 170 \text{ мм} = 17 \text{ см}.$$

где $[P'_{\text{ст}}] = \frac{\pi d^2 [\tau]}{6kD}$ – допускаемая статическая нагрузка на одну пружину; $[\tau]$ – допускаемое для пружинной стали напряжение при кручении, Н/см^2 , можно принимать $[\tau] = 3,92 \cdot 10^4 \text{ Н/см}^2$; k – коэффициент, учитывающий повышение напряжений в средних точках сечения прутка вследствие деформации сдвига, можно принимать для практических расчетов $k = 1,1$ при $C = \frac{D}{d} = 13$; $k = 1,2$ при $C = \frac{D}{d} = 7$; $k = 1,3$ при $C = \frac{D}{d} = 5$; $k = 1,5$ при $C = \frac{D}{d} = 3,2$; D – наружный диаметр пружины, d – диаметр проволоки; $K'_z = \frac{Gd}{8c^2i}$ – вертикальная жесткость

пружины; G – модуль упругости на сдвиг, принимается $G = 7,85 \cdot 10^6$ Н/см², i – число рабочих витков; $C = \frac{D}{d}$ – индекс пружины.

Считая толщину опорной пластинки пружинного виброизолятора равной 0,5 см, получим общую высоту нагруженного виброизолятора; $H_{p.min} + 2,05 = 17 + 2,05 = 19,05$ см. Центр жесткости резинового виброизолятора находится на уровне его верхней опорной поверхности, поэтому высота нагруженного резинового виброизолятора должна быть равной, примерно 9 см.

Примем резиновый виброизолятор в форме кубика со стороной $A=10$ см, изготовленной из резины марки 4049 ($E'_\partial = 110 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} = 11$ МПа; $\mu_p = 0,23$).

Жесткость одного резинового виброизолятора в вертикальном направлении определяем по формуле:

$$K'_{z,p} = \frac{F'E'_\partial}{H - \frac{A}{8}} = \frac{100 \cdot 100}{10 - \frac{10}{8}} = 1257 \frac{\text{кгс}}{\text{см}} = 12570 \frac{\text{Н}}{\text{см}}.$$

Горизонтальную жесткость определяем по формуле:

$$K'_x = K'_y = \frac{F'G_y}{H} = \frac{100 \cdot 22}{10} = 220 \frac{\text{кгс}}{\text{см}} = 12570 \frac{\text{Н}}{\text{см}}.$$

Здесь принимаем $G_y = \frac{E_\partial}{5} = \frac{110}{5} = 22 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} = 2,2$ МПа.

Нагрузка на один резиновый виброизолятор при $G = 4 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} = 0,4$ МПа, будет $Q_{\text{рез.}} = F'G = 100 \cdot 4 = 400$ кгс = 4 кН.

Часть постаментов с искомым весом Q , при условии совмещения центра тяжести с центром жесткости, должна иметь высоту h , определяемой формулой:

$$z_c = \frac{1}{m \sum_i m_i z_i}; y_c = \frac{1}{m \sum_i m_i y_i}; x_c = \frac{1}{m \sum_i m_i x_i}.$$

Подставляя данные в эти формулы, если принять начало координат в центре тяжести виброизоляторов и приравнять z_c нулю, можно принимать $x_c = 4$ см; $y_c = 2$ см.

Считая, что в процессе монтажа вся нагрузка может передаваться только на стальные пружины, можно определить их общее количество на несущую способность:

$$n_{np.} = \frac{Q}{[P'_{cm}]} = \frac{14240}{487} = 29,2 \approx 30 \text{ шт.}$$

Общая жесткость пружинных виброизоляторов будет:

$$K_{z, \text{пр.}} = 30 \cdot 52 = 1560 \frac{\text{кгс}}{\text{см}} = 15600 \frac{\text{Н}}{\text{см}}.$$

Максимальная возможная величина общей жесткости пружинных и резиновых виброизоляторов определяется по формуле:

$$K_{z, \text{max}} = \frac{Q}{g} (2\pi z_{\text{max}})^2 = \frac{14240}{981} (6,28 \cdot 3,35)^2 = 6424 \frac{\text{кгс}}{\text{см}} = 64240 \frac{\text{Н}}{\text{см}}.$$

Максимальная общая жесткость резиновых виброизоляторов будет:

$$K'_{z, \text{рез. max}} = K_{z, \text{max}} - K_{z, \text{пр.}} = 6424 - 1560 = 4864 \frac{\text{кгс}}{\text{см}} = 48640 \text{ Н / см}.$$

Количество резиновых виброизоляторов

$$n_{\text{рез.}} = \frac{K_{z, \text{рез. max}}}{K'_{z, \text{рез.}}} = \frac{4864}{1257} = 3,36 \approx 4 \text{ шт.}$$

Определяем жесткость резиновых виброизоляторов:

$$K_{z, \text{рез.}} = 41257 = 5028 \approx 5000 \frac{\text{кгс}}{\text{см}} = 50000 \frac{\text{Н}}{\text{см}};$$

$$K_{x, \text{рез.}} = K_{y, \text{рез.}} = 4220 = 880 \frac{\text{кгс}}{\text{см}} = 8800 \frac{\text{Н}}{\text{см}};$$

$$K_z = K_{z, \text{пр.}} + K_{z, \text{рез.}} = 1560 + 5000 = 6560 \frac{\text{кгс}}{\text{см}} = 65600 \frac{\text{Н}}{\text{см}}.$$

Уточним нагрузку на пружинные виброизоляторы при параллельной их работе с резиновыми виброизоляторами:

$$Q_{\text{пр}} = Q - Q_{\text{рез.}} = 14240 - 1600 = 12640 \frac{\text{кгс}}{\text{см}} = 126400 \text{ Н/см}.$$

Статическая осадка пружины $\Delta_{\text{ст. пр.}} = \frac{12640}{1560} = 8,1 \text{ см}$, статический модуль упругости $E'_{\text{ст.}} = 0,58 E'_0 = 0,58 \cdot 5000 = 2900 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} = 290 \text{ МПа}$; статическая осадка резинового виброизолятора $\Delta_{\text{ст. рез.}} = \frac{1600}{0,58 \cdot 5000} = 0,55 \text{ см}$.

Высота подставки под резиновый виброизолятор:

$$h_{\text{рез.}} = H_{0, \text{пр.}} - H_{0, \text{пр.}} - \Delta_{\text{ст. пр.}} + \Delta_{\text{ст. рез.}} = 26,4 - 10 - 8,1 + 0,55 = 8,85 \text{ см}.$$

В зависимости от соотношений $\frac{\Delta_{\text{ст. пр.}}}{H_{\text{пр.}}} = \frac{8,1}{19,05} \approx 0,443$ и $\frac{H_{\text{пр.}}}{D} = \frac{19,05}{13,2} = 0,7$

вычислим вертикальную жесткость

$$K'_z = K'_{z,нр.} \cdot 0,7 = 0,752 = 36 \frac{\text{кгс}}{\text{см}} = 360 \frac{\text{Н}}{\text{см}}; K'_{x,нр.} = K'_{y,нр.} = 30 \cdot 36 = 1080 \frac{\text{кгс}}{\text{см}} = 10800 \frac{\text{Н}}{\text{см}}.$$

Жесткие неупругие сопротивления (вязкость Ньютона) одного резинового и всех четырех равны:

$$C'_{z,рез.} = \mu_{рез.} K'_z = 0,23 \cdot 1257 = 290 \frac{\text{кгс}}{\text{см}} = 2900 \frac{\text{Н}}{\text{см}},$$

где $\mu_{рез.} = 0,23$ – коэффициент Пуассона для резиновых виброизоляторов.

$$C_{z,рез.} = 4 \cdot 290 = 1160 \frac{\text{кгс}}{\text{см}} = 11600 \frac{\text{Н}}{\text{см}};$$

$$C'_{x,рез.} = C'_{y,рез.} = \mu_p K'_x = 0,23 \cdot 220 = 51 \frac{\text{кгс}}{\text{см}} = 510 \frac{\text{Н}}{\text{см}};$$

$$C_{x,рез.} = C_{y,рез.} = 4 \cdot 51 = 204 \frac{\text{кгс}}{\text{см}} = 2040 \frac{\text{Н}}{\text{см}}.$$

Определяем моменты инерции виброизолированного объекта центрифуги, принимая как параллелепипед размером $150 \cdot 80 \cdot 70$ см (см. Рис. 4.13, показан пунктиром), а массу принимаем из паспорта машины:

$$I_{0,x} = \sum [I_{x,i} + m_i(y_{0,i}^2 + z_{0,i}^2)]; I_{0,y} = \sum [I_{y,i} + m_i(z_{0,i}^2 + x_{0,i}^2)];$$

$$I_{0,z} = \sum [I_{z,i} + m_i(x_{0,i}^2 + y_{0,i}^2)],$$

где $I_{x,i}, I_{y,i}, I_{z,i}$ – моменты инерции i -го элемента относительно осей, проходящих через его центр тяжести параллельно осям x, y, z , (координаты центра тяжести i -го элемента). Подставим значения и получим:

$$I_{0,x} = \frac{1}{981} 7800 \left[\left(\frac{150^2 + 87^2}{12} + 34,5^2 + 2^2 \right) + 4320 \left(\frac{200^2 + 30^2}{12} + 24^2 + 2^2 \right) + \right. \\ \left. + 1920 \left(\frac{80^2 + 70^2}{12} + 74^2 + 14^2 \right) + 200(114^2 + 36^2) \right] = 62,8 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{см} \cdot \text{сек}^2;$$

$$I_{0,y} = \frac{1}{981} 7800 \left[\left(\frac{250^2 + 87^2}{12} + 34,5^2 + 4^2 \right) + 4320 \left(\frac{300^2 + 30^2}{12} + 24^2 + 4^2 \right) + \right. \\ \left. + 1920 \left(\frac{150^2 + 70^2}{12} + 74^2 + 36^2 \right) + 200(114^2 + 100^2) \right] = 114 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{см} \cdot \text{сек}^2;$$

$$I_{0,z} = \frac{1}{981} 7800 \left[\left(\frac{250^2 + 150^2}{12} + 4^2 + 2^2 \right) + 4320 \left(\frac{300^2 + 200^2}{12} + 4^2 + 2^2 \right) + \right. \\ \left. + 1920 \left(\frac{150^2 + 80^2}{12} + 36^2 + 14^2 \right) + 200(100^2 + 36^2) \right] = 113 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{см} \cdot \text{сек}^2.$$

Определяем радиус инерции:

$$R_{0,x} = \sqrt{\frac{I_{0,x}}{m}} = \sqrt{\frac{62,8 \cdot 10^3}{14,52}} = 65,8 \text{ см}; R_{0,y} = \sqrt{\frac{I_{0,y}}{m}} = \sqrt{\frac{114 \cdot 10^3}{14,52}} = 88,6 \text{ см};$$

$$R_{0,z} = \sqrt{\frac{I_{0,z}}{m}} = \sqrt{\frac{113 \cdot 10^3}{14,52}} = 88,2 \text{ см}.$$

Определяем угловые жесткости всей совокупности виброизоляторов, согласно формулам (4.19):

$$K_{\varphi,x} = \sum K_{z,i} y_{x,i}^2 + K_{y,i} z_{x,i}^2 =$$

$$= 52[4(13^2 + 39^2 + 65^2) + 18 \cdot 88,5^2] + 4 \cdot 1257 \cdot 88,5^2 =$$

$$= 460 \cdot 10^5 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 460 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

$$K_{\varphi,y} = 52[4(28^2 + 56^2 + 112^2) + 16 \cdot 138,5^2] + 4 \cdot 1257 \cdot 84^2$$

$$= 469,2 \cdot 10^5 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 469,2 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

$$K_{\varphi,z} = 36[4(28^2 + 56^2 + 112^2) + 16 \cdot 138,5^2] + 4 \cdot 220 \cdot 84^2 +$$

$$+ 36[4(13^2 + 39^2 + 65^2) + 18 \cdot 88,5^2] + 4 \cdot 220 \cdot 88,5^2 = 324,5 \cdot 10^5 \text{ кгс} \cdot \text{см} =$$

$$= 324,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Угловые жесткости неупругих сопротивлений (вязкость Ньютона), без учета сопротивления пружины будет:

$$C_{\varphi,x} = \sum C_{z,i} y_{c,i}^2 = 4 \cdot 290 \cdot 88,5^2 = 91 \cdot 10^5 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 91 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

$$C_{\varphi,y} = \sum C_{z,i} x_{c,i}^2 = 4 \cdot 290 \cdot 88,5^2 = 91 \cdot 10^5 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 91 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

$$C_{\varphi,z} = \sum C_{z,i} y_{c,i}^2 + \sum C_{y,i} x_{c,i}^2 = 4 \cdot 51 \cdot (88,5^2 + 84^2) = 30,4 \cdot 10^5 \text{ кгс} \cdot \text{см} =$$

$$= 30,4 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Коэффициенты потерь всей совокупности виброизоляторов на каждой координате определяем по формулам:

$$\gamma_x = \frac{C_x}{K_{x,\Pi} + K_{x,\text{рез.}}} = \frac{204}{1000 + 980} = 0,104; \gamma_y = \gamma_x = 0,104;$$

$$\gamma_z = \frac{C_z}{K_{z,\Pi} + K_{z,\text{рез.}}} = \frac{1160}{6560} = 0,177; \gamma_{\varphi,x} = \frac{C_{\varphi,x}}{K_{\varphi,x}} = \frac{91 \cdot 10^5}{460 \cdot 10^5} = 0,198;$$

$$\gamma_{\varphi,y} = \frac{C_{\varphi,y}}{K_{\varphi,y}} = \frac{82,2 \cdot 10^5}{468 \cdot 10^5} = 0,175; \gamma_{\varphi,z} = \frac{C_{\varphi,z}}{K_{\varphi,z}} = \frac{30,4 \cdot 10^5}{324,5 \cdot 10^5} = 0,0935.$$

Частоты собственных колебаний виброизолированного объекта (центрифуги) определяем по формулам:

$$\begin{aligned} \omega_x^2 = \omega_y^2 = \frac{K_x}{m} &= \frac{1960}{14,52} = 135 \text{ рад/с}^2; F_x = F_y = 1,35 \text{ Гц}; \\ \omega_z^2 = \frac{K_z}{m} &= \frac{6560}{14,52} = \frac{452 \text{ рад}}{\text{с}^2}; F_z = 3,4 \text{ Гц}; \omega_{\varphi,x}^2 = \frac{K_{\varphi,x}}{I_{0,x}} = \frac{460 \cdot 10^5}{62,8 \cdot 10^3} = \\ &= 732 \text{ рад/с}^2; \\ F_{\varphi,x} &= 4,3 \text{ Гц}; \omega_{\varphi,y}^2 = \frac{K_{\varphi,y}}{I_{0,y}} = \frac{469,2 \cdot 10^5}{114 \cdot 10^5} = 412 \text{ рад/с}^2; F_{\varphi,y} = 3,24 \text{ Гц}; \\ \omega_{\varphi,z}^2 &= \frac{K_{\varphi,z}}{I_{0,z}} = \frac{324,5 \cdot 10^5}{113 \cdot 10^2} = 287 \frac{\text{рад}}{\text{с}^2}; F_{\varphi,z} = 2,7 \text{ Гц}. \end{aligned}$$

Вычисляем отношения частоты возмущающей силы к частотам собственных колебаний:

$$\begin{aligned} a_x = \frac{24}{1,85} &= 13; a_x = a_y = 13; a_z = \frac{24}{3,4} = 7,05; a_{\varphi,x} = \frac{24}{4,3} = 5,6; a_{\varphi,y} = \frac{24}{3,24} = \\ &= 7,4; \\ a_{\varphi,z} &= \frac{24}{2,7} = 8,9. \end{aligned}$$

Определяем возмущающие воздействия на виброизолированный объект по каждой координате и амплитуды вынужденных колебаний следующим образом.

Координаты точки приложения центробежной силы равны:

$$x_{0,\text{рез.}} = 80 \text{ см}; y_{0,\text{рез.}} = 14 \text{ см}; z_{0,\text{рез.}} = 89 \text{ см}.$$

Заменим центробежную силу вертикальной силой $P_z = P''_{0,y} \cos \omega_0 t$.

Амплитуды возмущающих воздействий, изменяющихся по закону синуса, будут:

$$\begin{aligned} P'_{0,x} &= 0; P'_{0,y} = 0; P'_{0,z} = 1000 \text{ кгс} = 10 \text{ кН}; M'_{0,z} = 0; M'_{0,x} = P'_{0,z} y_{0,\text{рез.}} = \\ &= 1000 \cdot 14 = 14 \cdot 10^3 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 14 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{см}; \\ M'_{0,y} &= -P'_{0,z} x_{0,\text{рез.}} = -1000 \cdot 80 = -80 \cdot 10^3 \text{ кгс} \cdot \text{см} = -80 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{см}. \end{aligned}$$

Соответствующие им амплитуды вынужденных колебаний при рабочем режиме центрифуги определяем по формуле:

$$a'_{0,x} = 0; a'_{0,y} = 0; a'_{0,z} = \frac{P'_{0,z}}{K_z(1 - a_z^2)} = \frac{1000}{6560(1 - 7,05^2)} = -0,00313 \text{ см};$$

$$\varphi'_{0,z} = \frac{M'_{0,z}}{K_{\varphi,z}(1 - a_{\varphi,z}^2)} = \frac{14 \cdot 10^3}{460 \cdot 10^5(1 - 5,6^2)} = -10,1 \cdot 10^{-6} \text{ рад.};$$

$$\varphi'_{0,y} = \frac{M'_{0,y}}{K_{\varphi,y}(1 - a_{\varphi,y}^2)} = \frac{-80 \cdot 10^3}{469,2 \cdot 10^5(1 - 7,4^2)} = -31,6 \cdot 10^{-6} \text{ рад.};$$

$$\varphi'_{0,z} = 0; a''_{0,x} = a''_{0,y} = \varphi''_{0,x} = \varphi''_{0,y} = \varphi''_{0,z} = 0.$$

Амплитуды возмущающих воздействий, изменяющихся по закону косинуса, будут равны:

$$P''_{0,x} = 0; P''_{0,y} = 1000 \text{ кгс} = 10 \text{ кН}; P''_{0,z} = 0.$$

$$M'_{0,x} = -P'_{0,y}z_{0,\text{рез.}} = -100 \cdot 89 = -89 \cdot 10^3 \text{ кгс} \cdot \text{см} = -89 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

$$M''_{0,y} = 0; M''_{0,z} = P_{0,y}x_{0,\text{рез.}} = 1000 \cdot 80 = 80 \cdot 10^3 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 80 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Соответствующие им амплитуды вынужденных колебаний виброизолированного объекта (центрифуги) в рабочем режиме определяем по формулам:

$$b''_{0,x} = 0; b''_{0,y} = \frac{P''_{0,y}}{K_y(1 - a_y^2)} = \frac{1000}{1960(1 - 13^2)} = 0,003 \text{ см};$$

$$b''_{0,z} = 0; \varphi''_{0,x} = \frac{M''_{0,y}}{K_{\varphi,x}(1 - a_{\varphi,x}^2)} = \frac{-80 \cdot 10^3}{460 \cdot 10^5(1 - 5,6^2)} = 63 \cdot 10^{-5} \text{ рад.};$$

$$\varphi''_{0,z} = \frac{M_{0,z}}{K_{\varphi,z}(1 - a_{\varphi,z}^2)} = \frac{80 \cdot 10^3}{324 \cdot 10^5(1 - 8,9^2)} = -30,5 \cdot 10^{-5} \text{ рад.};$$

$$\varphi''_{0,y} = \varphi''_{0,x};$$

$$\psi''_{0,y} = 0; b'_{0,x} = b'_{0,y} = b'_{0,z} = \varphi'_{0,x} = \varphi'_{0,y} = \varphi'_{0,z} = 0.$$

Амплитуды будут:

$$a_{0,x} = a'_{0,x}; a_{0,y} = a'_{0,y}; a_{0,z} = a'_{0,z}; \varphi_{0,x} = \varphi'_{0,x}; \varphi_{0,y} = \varphi'_{0,y}; \varphi_{0,z} = \varphi'_{0,z}.$$

Определяем амплитуды синусоидальных колебаний точки № 1 с координатами $x_{0,1} = 140$ см; $y_{0,1} = 98$ см; $z_{0,1} = 45$ см, в которой подводки крепятся к виброизолированному постаменту:

$$a_{x,1} = a_{0,x} + \varphi_{0,y} \cdot z_{0,1} - \varphi_{0,z} \cdot y_{0,1} = 0 + 31,6 \cdot 10^{-6} \cdot 45 - 0 = 0,00143 \text{ см};$$

$$a_{y,1} = a_{0,y} + \varphi_{0,z} \cdot x_{0,1} - \varphi_{0,x} \cdot z_{0,1} = 0 + 0 + 10,1 \cdot 10^{-6} \cdot 45 = 0,00045 \text{ см};$$

$$a_{z,1} = a_{0,z} + \varphi_{0,x} \cdot y_{0,1} - \varphi_{0,y} \cdot x_{0,1} = -0,00313 + 0 - 31,6 \cdot 10^{-6} \cdot 140 = -0,00755 \text{ см}.$$

Аналогично определяем амплитуды косинусоидальных колебаний точки № 1.

$$b_{x,1} = b_{0,x} + \psi_{0,y} \cdot z_{0,1} - \psi_{0,z} \cdot y_{0,1} = 0 + 0 + 30,5 \cdot 10^{-6} \cdot 98 = 0,003 \text{ см};$$

$$b_{y,1} = b_{0,y} + \psi_{0,z} \cdot x_{0,1} - \psi_{0,x} \cdot z_{0,1} = -0,003 + 30,5 \cdot 10^{-6} \cdot 140 - 63 \cdot 10^{-6} \cdot 45 = 0,0101 \text{ см};$$

$$b_{z,1} = b_{0,z} + \psi_{0,x} \cdot y_{0,1} - \psi_{0,y} \cdot x_{0,1} = 0 + 63 \cdot 10^{-6} \cdot 98 - 0 = -0,0062 \text{ см}.$$

Амплитуды суммарных колебаний точки № 1 определяем по формулам:

$$A_{x,1} = \sqrt{a_{x,1}^2 + b_{x,1}^2} = 10^{-4} \sqrt{14,3^2 + 30^2} = 0,0033 \text{ см};$$

$$A_{y,1} = \sqrt{a_{y,1}^2 + b_{y,1}^2} = 10^{-4} \sqrt{4,5^2 + 101^2} = 0,0101 \text{ см};$$

$$A_{z,1} = \sqrt{a_{z,1}^2 + b_{z,1}^2} = 10^{-4} \sqrt{75,5^2 + 62^2} = 0,0098 \text{ см}.$$

Эти значения превышают допустимые величины. Поэтому место крепления подводов переносим в точку № 2 с координатами $x_{0,2} = -15$ см; $y_{0,2} = 0$;

$$z_{0,2} = 45 \text{ см}.$$

Амплитуды суммарных колебаний точки № 2 оказались равными: $s = 0,00143$ см; $A_{y,2} = 0,0012$ см; $A_{z,2} = 45$ см.

Амплитуды суммарных колебаний точки № 2 оказались равными: $A_{x,2} = 0,00143$ см; $A_{y,2} = 0,0012$ см; $A_{z,2} = 0,00175$ см, и вполне удовлетворяющими требованиям проектного задания.

Для определения максимальных амплитуд колебаний точки № 2 в резонансных режимах при разгоне центрифуги (при остановке резонансные

амплитуды будут меньше вследствие искусственно созданного торможения) находим предварительно безмерные параметры ε_V/F_i^2 , характеризующие скорость нарастания частоты возмущающей силы по каждой координате:

$$\frac{\varepsilon_V}{F_x^2} = \frac{0,8}{1,85^2} = 0,23; \quad \frac{\varepsilon_V}{F_y^2} = \frac{0,8}{1,85^2} = 0,23; \quad \frac{\varepsilon_V}{F_z^2} = \frac{0,8}{3,4^2} = 0,069;$$

$$\frac{\varepsilon_V}{\varphi_x^2} = \frac{0,8}{4,3^2} = 0,043; \quad \frac{\varepsilon_V}{\varphi_y^2} = 0,076; \quad \frac{\varepsilon_V}{\varphi_z^2} = \frac{0,8}{2,7^2} = 0,111.$$

По найденным выше значениям $A_{x,i}$ для каждой координаты и величины безразмерных параметров ε_V/F_i^2 определяем отношения максимальных амплитуд в резонансных режимах к амплитудам колебаний в рабочем режиме:

$$\frac{a'_x}{a_{0,x}} = 5(9,6); \quad \frac{a'_y}{a_{0,y}} = 5(9,6); \quad \frac{a'_z}{a_{0,z}} = 4,8(5,7); \quad \frac{\varphi'_x}{\varphi_{0,x}} = 4,8(5,7);$$

$$\frac{\varphi'_y}{\varphi_{0,y}} = 4,8(5,7); \quad \frac{\varphi'_z}{\varphi_{0,z}} = 6,5(10,7).$$

В скобках указаны резонансные увеличения, соответствующие очень медленному нарастанию частоты возмущающей силы.

Максимальные амплитуды колебаний виброизолированного объекта (центрифуги) в резонансных режимах по каждой координате будут следующими:

$$A_{0,x} = 0; \quad A_{0,y} = 5; \quad b''_{0,y} = -5 \cdot 0,003 = -0,015 \text{ см}; \quad A_{0,z_{max}} = -4,8 \cdot a'_{0,z} =$$

$$= -4,8 \cdot 0,00313 = -0,015 \text{ см};$$

$$\psi'_{0,x_{max}} = 4,8 \sqrt{\varphi'^2_{0,x} + \psi'^2_{0,x}} = 4,8 \cdot 10^{-4} \cdot \sqrt{10,1^2 + 63^2} =$$

$$= \pm 303 \cdot 10^{-6} \text{ рад}; \quad \psi'_{0,y_{max}} = 4,8 \cdot \varphi'_{0,y} = 4,8 \cdot 31,6 \cdot 10^{-6} =$$

$$= 151 \cdot 10^{-6} \text{ рад}; \quad \psi'_{0,z_{max}} = -6,5 \cdot \varphi'_{0,z} =$$

$$= -6,5 \cdot 30,5 \cdot 10^{-6} = 200 \cdot 10^{-6} \text{ рад}.$$

Верхние границы максимальных амплитуд колебаний точки № 2 в переходных режимах определяем по формулам:

$$A_{x,2_{max}} = |A_{0,x_{max}}| + |\psi_{0,y_{max}} \cdot z_{0,2}| + |\psi_{0,z_{max}} \cdot y_{0,2}| =$$

$$= 0 + |151 \cdot 10^{-6} \cdot 45| + 0 = 0,0068 \text{ см}; \quad A_{y,2_{max}} =$$

$$= |A_{0,y_{max}}| + |\psi_{0,z_{max}} \cdot x_{0,2}| + |\psi_{0,x_{max}} \cdot z_{0,2}| =$$

$$= |-0,00151| + |-200 \cdot 10^{-6} \cdot 154| + |\pm 300 \cdot 10^{-6} \cdot 45| = 0,059 \text{ см};$$

$$A_{z,2max} = |A_{0,zmax}| + |\psi_{0,xmax} \cdot y_{0,2}| + |\psi_{0,ymax} \cdot x_{0,2}| = |-0,0015| + |151 \cdot 10^{-6} \cdot 154| = 0,0384 \text{ см}.$$

Полученные значения амплитуд колебаний точки крепления подволок в резонансных режимах центрифуги удовлетворяют требованиям проектного задания.

Определяем величину внезапно приложенного вращающего момента при включении электродвигателя:

$$M_{x,вн.пр.} = \frac{97500W}{N}, \text{ Н} \cdot \text{см}, \text{ где } W - \text{ мощность электродвигателя, кВт; } N - \text{ое}$$

номинальное число оборотов в минуту в рабочем режиме, т.е.

$$M_{x,вн.пр.} = \frac{97500 \cdot 20}{1440} = 1360 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 13600 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Этот момент вызовет максимальное отклонение от положения статического равновесия на угол, определяемый по формуле:

$$\varphi_x = \frac{2M_{x,вн.пр.}}{K_{\varphi,x}} = \frac{2 \cdot 1360}{460 \cdot 10^5} \cdot 59 \cdot 10^{-6} \text{ рад}.$$

Поворот на такой угол вызовет перемещение края виброизолированного постаментов в вертикальном направлении, равное:

$$a_z = \varphi_x \cdot 100 = 59 \cdot 10^{-6} \cdot 100 = 0,0059, \text{ что вполне допустимо}.$$

А теперь определяем динамические нагрузки, передаваемые на грунтовый массив, которые принимаются основанием.

Коэффициенты передачи определяем по формулам:

$$\eta'_z = \frac{1}{1-a_z^2} = \frac{1}{1-7,05^2} = -\frac{1}{48,5}; \eta'_{\varphi,z} = \frac{1}{1-a_{\varphi,z}^2} = \frac{1}{1-5,6^2} = -\frac{1}{30};$$

$$\eta'_{\varphi,y} = \frac{1}{1-a_{\varphi,y}^2} = \frac{1}{1-7,4^2} = -\frac{1}{54}; \xi''_{\varphi,y} = \frac{1}{1-a_{\varphi,y}^2} = \frac{1}{1-13^2} = -\frac{1}{168};$$

$$\xi''_{\varphi,x} = \frac{1}{1-a_{\varphi,x}^2} = \frac{1}{1-5,6^2} = -\frac{1}{30}; \xi''_{\varphi,z} = \frac{1}{1-a_{\varphi,z}^2} = \frac{1}{1-8,9^2} = -\frac{1}{78,5}.$$

Силы, приложенные к центру жесткости, условно жестко связанному с грунтовым основанием, и моменты, передающиеся на основание, определяем по формулам:

$$P''_{k,y} = \xi''_{\varphi,y} P_{0,y} = \frac{1000}{-168} = -6 \text{ кгс} = -60 \text{ кН}; P'_{k,z} = \eta'_x P'_{0,x} = \frac{1000}{-48,5} = -20,6 \text{ кгс} =$$

$$\begin{aligned}
&= -206 \text{ кН}; M'_{k,x} = \eta_{\varphi,x} M'_{0,x} = \frac{14 \cdot 10^3}{-30} = -467 \text{ кгс} \cdot \text{см} = -4670 \text{ Н} \cdot \text{см}; \\
M''_{k,x} &= \xi''_{\varphi,y} M''_{0,x} = \frac{89 \cdot 10^3}{-30} = -2970 \text{ кгс} \cdot \text{см} = -29700 \text{ Н} \cdot \text{см}; M'_{k,y} = \eta'_{\varphi,y} M''_{0,x} = \\
&= \frac{-80 \cdot 10^3}{-54} = 1480 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 14800 \text{ Н} \cdot \text{см}; M''_{k,z} = \xi''_{\varphi,z} M''_{0,z} = \frac{80 \cdot 10^3}{-78,3} = \\
&= -1020 \text{ кгс} \cdot \text{см} = -10200 \text{ Н} \cdot \text{см}.
\end{aligned}$$

Амплитуды суммарных динамических воздействий на основании определяем по формуле:

$$\begin{aligned}
P_{k,x} &= 0; P_{k,y} = 6 \text{ кгс} = 60 \text{ Н}; P_{k,z} = 20,6 \text{ кгс} = 206 \text{ Н}; \\
M_{k,x} &= \sqrt{M'^2_{k,x} + M''^2_{k,x}} = \sqrt{467^2 + 2970^2} = 3000 \text{ кгс} \cdot \text{см} = \\
&= 30000 \text{ Н} \cdot \text{см}; M_{k,y} = 1480 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 14800 \text{ Н} \cdot \text{см}; M_{k,z} = \\
&= 1020 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 10200 \text{ Н} \cdot \text{см}.
\end{aligned}$$

На основании приведенных вычислений виброизоляторы из пружин и вязкости Ньютона заменяем виброизоляторами из щебеночного слоя и получаем податливое основание для виброизолированного объекта, технологического оборудования с источниками динамических нагрузок на примере центрифуги.

5.3 Определение размеров подошвы сооружений при слабых подстилающих слоях под прочным грунтом малой толщины (до 2 м) в массиве

При строительстве подземных сооружений часто под подошвой сооружений имеется прочный грунт, но малой толщины (до 2 м), который во время эксплуатации сооружений не может воспринимать все действующие нагрузки, так как высота активной зоны под сооружением значительно больше (высота активной зоны достигает линии нижней границы сжимаемой толщи (НГСТ)).

Для определения размеров подошвы сооружения требуется сначала определить ее предварительные размеры, исходя из условных расчетных давлений, R_0 , МПа в грунт, находящийся под подошвой сооружения. Это условие не может быть принято в случае, когда остается малая толщина грунтового

основания под подошвой, а глубже под ним имеются слабые подстилающие слои. Поэтому рекомендуется принимать условные расчетные давления R_0 не прочного грунта малой толщины, находящегося под подошвой сооружения, а слабого подстилающего слоя, и следовательно, R_0 определяется предварительными размерами подошвы сооружения.

Следует отметить, что без предварительных данных о размерах подошвы сооружения нельзя определить реальные размеры подошвы сооружения, т.к. при их вычислении используются значения расчетного сопротивления (давления) R , грунта под подошвой сооружения, которые в формулах принимаются как ширина подошвы сооружений b , без этого параметра величина R является не решаемой.

Предварительные размеры фундамента или подошвы сооружения должны назначаться по конструктивным соображениям или из условия среднего давления на основание под подошвой, которое равно условному значению расчетного давления R_0 . Тогда предварительную площадь подошвы сооружения обозначим A при центральной нагрузке, по формуле:

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d_1}, \text{ м}^2,$$

где N_{II} – расчетная нагрузка по обрезу перекрытий сооружений с коэффициентом перегрузки $\gamma_{b,1} = 1$, кН или кН/м; γ_{cp} – среднее значение удельного веса сооружения и грунта на его обрезах принимается $\gamma_{cp} = 20 - 22 \text{ кН/м}^3$; d_1 – высота сооружения от поверхности земли, м; R_0 – условное расчетное давление на грунт под подошвой, в случае малой толщины грунта под подошвой и со слабым подстилающим слоем, надо принимать R_0 – подстилающего слоя, кН/м^2 , [$1 \text{ МПа} = 1000 \text{ кН/м}^2$].

Зная величину площади « A », легко можно найти ширину подошвы сооружения « b ».

Для ленточного фундамента или подошвы подземного сооружения расчет ведется на длину 1 пог. М, $A = a \cdot b = 1 \text{ пог. М}$, то есть $A = b$. Для квадратного фундамента $b = \sqrt{A}$, м, для прямоугольного фундамента $b = \sqrt{\frac{A}{n}}$, где $n = a/b$; n – коэффициент отношения большей стороны фундамента a к меньшей b , часто принимается $n=1,4$.

При расчете оснований по деформациям, среднее давление под подошвой подземных сооружений не должно превышать расчетного давления на основание R , кН/м^2 , определяемого по формуле СНиП 2.02.01-81 (или ДБН):

$$R = \frac{\gamma_{c,1}\gamma_{c,2}}{K} [M_\gamma K_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c C_{II}], \dots$$

где $\gamma_{c,1}$, $\gamma_{c,2}$ – коэффициенты условий работы, принимаемые по Табл. А.13 (Приложение А); $K = 1$, если прочностные параметры (C и ϕ) определяли непосредственными испытаниями, а если они приняты по нормативным документам, тогда $K = 1,1$; M_γ , M_q , M_c , – коэффициенты, принимаемые по Табл. А.12 (Приложение А); K_z – коэффициент, принимаемый равным: при $b < 10$ м – $K_z = 1$, при $b \geq 10$ м – $K_z = Z_0/b + 0,2$; b – ширина подошвы сооружения (определяется с помощью R_0 , подстилающего слоя); γ_{II} – усредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы сооружения, кН/м^3 (тс/м^3); γ'_{II} – тоже, залегающих выше подошвы; C_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой сооружения, кПа , кН/м^2 (тс/м^2), в нашем случае подстилающего слоя; d_1 – глубина заложения сооружения от уровня планировки; d_b – глубина подвала (расстояние от уровня планировки до пола подвала), м.

Примечание: 1) к сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформаций оснований, в том числе за счет применения мероприятий; 2) для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимается равным единице; 3) при промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяется по интерполяции.

Как известно, осадку сооружения рассчитываем, исходя из линейной зависимости между напряжениями и деформациями. В связи с этим, нормативные документы рекомендуют ограничивать нормативное давление по подошве любого сооружения, R_{II} расчетным давлением на грунтовое основание в массиве R , которым обуславливается линейная зависимость, т.е. $R_{II} \leq R$.

Среднее давление по подошве любого сооружения определяется по формуле:

$$P_{II} = \frac{\sum N_{II}}{A} = \frac{N_{II} + N_{II.ф} + N_{II.гр} + N_{II.ст}}{A},$$

где N_{II} – расчетная величина нагрузки при расчете по II-предельному состоянию, которое принимается от всех вышестоящих нагрузок до обреза сооружения в грунте, кН или кН/м; $N_{II.ф}$ – $N_{II.гр}$ – соответственно расчетное значение веса сооружения, оставшегося в грунте, и грунта в обрезах сооружения, кН или кН/м; $N_{II.ст}$ – собственный вес стен подвалов или часть колонны от поверхности земли до обреза сооружения, кН или кН/м; A – площадь подошвы сооружения, м²; Для внецентренно напряженных частей сооружения, необходимо соблюдение еще двух условий: $P_{max} \geq 1,2 R$; $P_{min} > 0$, где P_{max} и P_{min} – соответственно максимальное и минимальное давление под подошвой сооружения.

Максимальное и минимальное давление под подошвой сооружения, где возникают большие эксцентриситеты действующих нагрузок, например под колоннами, определяются по формуле:

$$P_{max/min} = \frac{\sum N_{II}}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{a}\right),$$

где $\sum N_{II} = N_{II} + N_{II.ф} + N_{II.гр} + N_{II.ст}$;

$A = ab$ – a – длина, b – ширина конструкции сооружения; e – эксцентриситет приложения равнодействующих сил, равный $e = \sum M_{II} / \sum N_{II}$; $\sum M_{II}$ – сумма расчетных моментов относительно центра тяжести подошвы сооружения; $\sum M_{II} = M_{II} + Q_{II} \cdot d_1$, Q_{II} – перерезывающие силы; d_1 – глубина заложения конструкции или сооружения.

Максимальное и минимальное давление над подошвой конструкции (или сооружения) можно определить также по следующей формуле:

$$P_{max/min} = \frac{\sum N_{II}}{A} \pm \frac{\sum M_{II}}{W};$$

$$\sum M_{II} = M_{гр} + N_{гр} \cdot e_{гр} + M_{ст},$$

$W = ab^2/6$, м³ – момент сопротивления площади подошвы конструкции (или сооружения). В случае длинных сооружений, принимают $a = 1$ пог. м и рассчитывают.

5.4 Определение уширения подошвы сооружений для использования слабых подстилающих слоев в массиве под сооружениями

Рекомендуются способы уширения подошвы сооружений для использования слабых подстилающих слоев массива как основания сооружений. Этот способ применяется в случаях, когда под подошвой залегает прочный грунт, но малой толщины (до 2 м), а подстилающий слой состоит из слабых или структурно-неустойчивых грунтов.

Рассмотрим этот способ на примере перегонного тоннеля метрополитена мелкого заложения.

Предварительные размеры подошвы сооружений на примере перегонных тоннелей метрополитена определяем из условия среднего давления на массив под подошвой сооружения по условному расчетному давлению R_0 подстилающего слоя грунтового массива, так как под подошвой сооружений осталось до 1 м. Хороший грунт – песок средней плотности и средней крупности, где $R_0 = 0,4$ МПа, но высота до 1 м, не может воспринимать все действующие нагрузки, поэтому этот слой не учитываем при расчете. Предварительные размеры подошвы сооружения определяем по условному расчетному давлению слабого подстилающего слоя, состоящего из супесей, где $R_0 = 0,20$ МПа.

Тогда предварительную площадь сооружений, на примере перегонного тоннеля метрополитена, принимаем как центрально-нагруженное сооружение по формуле:

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d_1} = \frac{448}{200 - 22 \cdot 6,5} = \frac{448}{57} = 7,86 \text{ м}^2,$$

где A – площадь подошвы сооружений, м^2 ; N_{II} – действующие нагрузки (давление под подошвой сооружений, $N_{II} = 448$ кН на 1 пог. м. длины, было принято в соответствии по аналогии подобных сооружений); $R_0 = 0,2$ МПа $= 200 \text{ кН/м}^2$ – условное расчетное давление подстилающего слоя под подошвой песчаного слоя малой толщины, до 1 м, в сумме с пластичным состоянием $I_1 = 0,35$; $\gamma_{cp} = 22 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес усредненной величины грунта и сооружений; $d_1 = 6,5$ м – глубина заложения сооружений от поверхности грунта до подошвы сооружения перегонного

тоннеля метрополитена мелкого заложения с шириной с внутренней стороны $B_1 = 6,66$ м, высота $H_1 = 4,6$ м, толщина стены $\delta_{ст} = 60$ см; толщина перекрытия и днища $\delta_{дн} = \delta_{пр} = 80$ см, общий наружный размер $B = 7,86$ м, $H = 6,5$ м (Рис. 5.3).

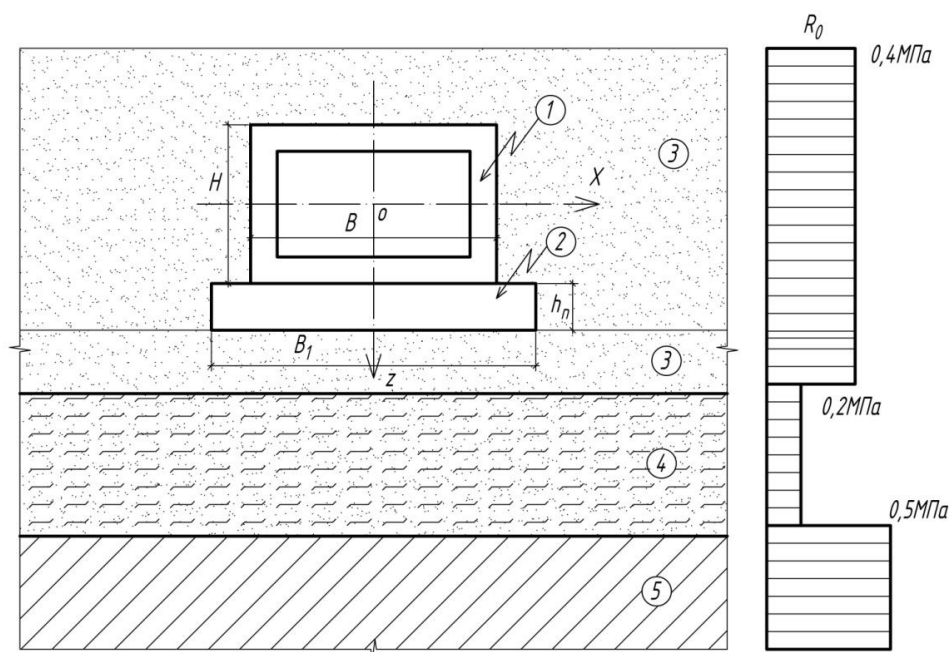


Рис. 5.3. Усиление массива как основания с помощью увеличения размеров подошвы сооружений дополнительными плитами. Размеры плиты B_1 определены с использованием условного расчетного сопротивления слабого подстилающего слоя R_0 (4) и уточнены с расчетным сопротивлением R , того же слабого слоя (4) принятого из СНиПа или ДБН: 1 – подземное сооружение; 2 – дополнительные плиты для усиления оснований; 3 – намытый песок средней крупности и средней плотности; 4 слабый подстилающий слой из супеси; 5 – полутвердая глина

Зная площадь подошвы сооружений $A = B \cdot a = B \cdot 1$ пог. м. = $7,86 \text{ м}^2$, вырезая длину $a = 1$ пог. м. тоннелей, определяем ширину подошвы сооружений: $B = A = 7,86 \text{ м}$.

Уточняем размеры подошвы сооружений согласно расчетному давлению слабой горной породы R , находящейся в подстилающем слое, т. е. по слою супеси, где $R_0 = 0,2 \text{ МПа}$ по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{c,1} \gamma_{c,2}}{K} [M_{\gamma} K_z B \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c C_{II}] =$$

$$= \frac{1,0 \cdot 1,0}{1,1} [0,23 \cdot 1,0 \cdot 7,86 \cdot 18 + 1,94 \cdot 6,5 \cdot 18 + 7,40 \cdot 4,42 \cdot 13] = 280,30$$

Супесь имеет показатель консистенции $I_L = 0,35$, т. е. $0 \leq I_L = 0,35 < 1,0$ в пластичном состоянии. По этому показателю для супесей коэффициент условий работы грунта $\gamma_{c1} = 1,0$, а длина тоннеля большая, $L/H \geq 4$, поэтому коэффициент $\gamma_{c2} = 1,0$; прочностные показатели грунтов c и ϕ определялись не по натурным исследованиям, поэтому принимаем коэффициент надежности $K = 1,1$. Супесь имеет прочностные параметры $\phi = 12^\circ$; $c = 0,013 \text{ МПа} = 13 \text{ кН/м}^2$. Для $\phi = 12^\circ$ коэффициенты $M_\gamma = 0,23$; $M_q = 1,94$; $M_c = 4,42$, для $B = 7,86 \text{ м}$, $K_z = 1,0$; $\gamma'_{II} = \gamma_{II} = 18,0 \text{ кН/м}^3$, сооружения не имеют подвалов, поэтому $d_b = 0$.

По полученным данным расчетное давление $R = 288,30 \text{ кН/м}^2 > R_0 = 200 \text{ кН/м}^2$ – условие не удовлетворяется, поэтому для проверки расчеты ведем по R , так как должно удовлетворяться условие $R \leq R_0$.

Размеры подошвы сооружений по расчетному давлению под подошвой сооружений к слабой подстилающей породе R будут:

$$A = \frac{N_{II}}{R - \gamma_{cp} \cdot d_1} = \frac{448}{288,30 - 22 \cdot 6,5} = \frac{448}{143} = 3,13 \text{ м}^2$$

$B = 3,13 \text{ м}$, $l = 1 \text{ пог. м.}$,

$$P_{II} = \frac{N_{II} + N_{II.гр} + (N_{ст} + N_{дн} + N_{пер})}{A} = \frac{448 + 273 + 275,0}{3,13} = 318,22 \text{ кН/м}^2$$

Для центрально-нагруженных сооружений должно быть удовлетворено условие:

$$P_{II} \leq R.$$

$P_{II} \leq R = 318,22 \text{ кН/м}^2 > 288,30 \text{ кН/м}^2$ – условие не удовлетворяется, поэтому увеличиваем подошву сооружений с применением дополнительной плиты с уширением пяты сооружения, т. е. под днищем сооружений устанавливаем плиты большой ширины.

Ширину плиты принимаем $8,6 \text{ м}$, тогда давление под подошвой сооружения с уширенной шириной плиты $b = 8,6 \text{ м}$ будет:

$$\begin{aligned} P_{II} &= \frac{N_{II} + N_{II.гр} + (N_{ст} + N_{дн} + N_{пер}) + N_{пл}}{A} = \\ &= \frac{448 + 195 + 312,8 + 196,4 + 334}{1,0 \cdot 9,82} = 151,34 \text{ кН/м}^2 \end{aligned}$$

где $N_{ст} = 0,6 \cdot 6,5 \cdot 25 = 97,5 \cdot 2 = 195,0$ кН на 1 пог. м.

$$N_{дн} + N_{пр} = (0,8 \cdot 7,82 \cdot 25) \cdot 2 = 312,8 \text{ кН на 1 пог. м.}$$

Доп. пл. $N_{плит} = 0,8 \cdot 9,82 \cdot 25 = 196,4$ кН, шириной 9,82 м с каждой стороны больше 1 м, т. е. $9,82 - 7,86 = 1,96 \text{ м} \approx 2,0 \text{ м}$ или 1,0 м с каждой стороны.

$N_{гр} = 334$ кН/м, с учетом дополнительной ширины плиты размером 9,82 м.

$R_{II} = 151,34 \text{ кН/м}^2 \leq R = 288,30 \text{ кН/м}^2$ – условие удовлетворяется с запасом ≈ 2 раза, поэтому можно считать, что дополнительные динамические нагрузки от технологических машин и механизмов не могут нарушить сооружение на долговечность и устойчивость.

Если сопоставить величину R_{II} с условным сопротивлением слабого подстилающего слоя, получим:

$$R_{II} = 151,34 \text{ кН/м}^2 \leq R_0 = 200 \text{ кН/м}^2. \text{ Условие удовлетворяется.}$$

Таким образом, под сооружения, имеющие размеры по наружной поверхности шириной $B = 7,86$ м и высотой $H = 4,6$ м, глубиной заложения $d = 6,5$ м.

Малая толщина намывного песка составляет 1,0 м под подошвой, что значительно мало, а подстилающий слой из супеси, условное расчетное давление $R_0 = 0,20 \text{ МПа} = 200 \text{ кН/м}^2$ не удовлетворяет действующую нагрузку. Поэтому используем дополнительную плиту шириной 9,82 м, толщиной 0,6 м, которая с каждой стороны днища подземных сооружений составляет $(9,82 - 7,82)/2 = 1,0$ м.

Дополнительная плита шириной 9,82 м, толщиной 0,6 м с запасом обеспечивает действующие нагрузки.

Обычно при расчете размеров подошвы сооружений СНиП или ДБН рекомендуют использовать условное расчетное давление (сопротивление) R_0 , МПа под подошвой прочного грунта (например, намывного песка, где $R_0 = 0,4 \text{ МПа} = 400 \text{ кН/м}^2$), при определении предварительного размера подошвы, т.е:

$$F_{np} = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{cp} d_1}, (\text{м}^2), F_{np} = b_{np} \cdot a; \text{ — для ленточного фундамента или длинных}$$

сооружений, $a = 1 \text{ пог.м}$ — длина; $b_{np} = F_{np}$ — предварительная ширина подошвы сооружения.

После определения предварительной ширины подошвы сооружения b_{np} , уточняют размеры подошвы по расчетному сопротивлению (давлению) R , МПа, по формулам СНиП- а или ДБН:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{K} \left[M_{\gamma} K_z b_{np} \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right].$$

уточненные размеры подошвы определяют:

$$F_{уточ} = \frac{N_{II}}{R - \gamma_{cp} d_1}, (м^2), F_{уточ} = b_{уточ} \cdot a; \quad - \text{ для длинных сооружений } a = l_{ног.м},$$

значит $b_{уточ} = F_{уточ} / a$.

В случае, когда под подошвой сооружений остается прочный грунт малой толщины (0,5÷2,0 м), а подстилающий слой состоит из слабого или структурно-неустойчивого грунта, тогда мы предлагаем определить предварительные размеры подошвы не по условным расчетным давлениям прочного грунта под подошвой, где $R_0 = 0,4 \text{ МПа}$ для намытого песка, а по условному давлению подстилающего слабого слоя, где $R'_{0,слаб} = 0,2 \text{ МПа}$, т. е сила сцепления c и угол внутреннего трения φ значительно малы, что резко уменьшает коэффициенты M_{γ}, M_q, M_c при определении расчетного давления R

$$F'_{np} = \frac{N_{II}}{R'_{0,слаб} - \gamma_{cp} d_1}, (м^2), F'_{np} = b'_{np} \cdot a, \text{ где } a = l_{ног.м}.$$

Полученный b'_{np} подставляем взамен b_{np} в формуле R и вычисляем его под обозначением R' и сопоставляем R' с $R'_{0,слаб}$, т.е. обеспечиваем условие $R' \leq R'_{0,слаб}$. Тогда, получаем уширение ширины подошвы, т.е. $b'_{np} > b_{np}$.

Уточняем размеры подошвы по расчетным давлениям R' с направлением входящих параметров, коэффициентов M_{γ}, M_q, M_c по величине φ и c_{II} по слабым подстилающим слоям, т.е. $\varphi = 12^\circ$ и $c_{II} = 13 \text{ кН} / м^2$,

$$F'_{уточ} = \frac{N_{II}}{R' - \gamma_{cp} d_1}, (м^2), F'_{уточ} = b'_{уточ} \cdot a;$$

где $a = l_{ног.м}$ - для длинных сооружений, $F'_{уточ} = b'_{уточ} \cdot a$.

Полученное уширение размеров подошвы по ширине $b'_{\text{уточ}} > b_{\text{уточ}}$ — обеспечивает передачу нагрузок от сооружений N_{II} на плиты уширенного размера подошвы и от уширенной подошвы нагрузки распределяются на прочный слой, но малой толщины, а от этого прочного слоя затухающим способом передается на подстилающий слой из слабого грунта; который обеспечивает устойчивость, несущую способность и долговечность массива со слабыми подстилающими слоями:

Обозначение: N_{II} — расчетная нагрузка на фундамент, кН или кН/м; $\gamma_{\text{cp}} = 20 \div 22 \text{ кН} / \text{м}^3$ — среднее значение удельного веса плиты и грунта на его обрезах; d_1 — глубина заложения плиты или подошвы сооружений, м; R_0 — условное расчетное давление на грунт под подошвой, МПа или кН/м²; $\gamma_{c_1}, \gamma_{c_2}$ — коэффициенты условий работы, принимаемые из табл. СНиПа; k — коэффициент, $k=1$, в случае, если прочностные параметры c и φ определены в лабораторных условиях, в других случаях $k=1,1$; M_γ, M_q, M_c — безразмерные коэффициенты, зависящие от φ подстилающего слоя, принимаются из табл. СНиПа. γ_{II} — удельный вес грунта под подошвой, кН/м³; k_z — коэффициент, зависящий от ширины плиты $b \leq 10 \text{ м}$, $k_z = 1$; при $b \geq 10 \text{ м}$, k_z — определяется как $k_z = z_0 / b + 0,2$; γ'_{II} — удельный вес грунта, выше подошвы плиты, обычно $\gamma'_{\text{II}} \leq \gamma_{\text{II}}$, кН/м³; d_b — глубина подвала, м; c_{II} — сила сцепления грунта под подошвой; R — расчетное давление грунта под подошвой плиты.

Пример. Допустим, через колонны на плиту действует нагрузка $P = 30 \text{ тн} = 300 \text{ кН}$. Под подошвой плиты находится намывной грунт толщиной 80 см, а под намывным грунтом — слабый подстилающий грунт:

— Супесь.

а) Для намывного песка: $\varphi = 30^\circ 00'$, $c = 0,0015 \text{ МПа} = 1,5 \text{ кН} / \text{м}^2$; условное расчетное давление $R_0 = 0,4 \text{ МПа} = 400 \text{ кН} / \text{м}^2$, $\gamma_{\text{II}} = 18 \text{ кН} / \text{м}^3$.

б) Для подстилающего слабого слоя из супеси: $\varphi = 12^\circ 00'$, $c = 0,013 \text{ МПа} = 13 \text{ кН} / \text{м}^2$; $\gamma_{\text{II}} = 19 \text{ кН} / \text{м}^3$; $R_0 = 0,2 \text{ МПа} = 200 \text{ кН} / \text{м}^2$,

Решение. а) Предварительный размер подошвы плиты:

По намывным грунтам (песок средней крупности и средней плотности):

$$F_{np} = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{cp} d_1} = \frac{300}{400 - 20 \cdot 2,0} = \frac{300}{360} = 0,83 \text{ м}^2 \approx 0,9 \text{ м}^2;$$

$$F_{np} = 0,9 \text{ м}^2; F_{np} = a \cdot b_{np} = 1,0 \cdot 0,9 \text{ м}; b_{np} = 0,9 \text{ м}.$$

Определяем расчетное давление R по прочным намывным пескам:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{K} [M_{\gamma} K_z b_{np} \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$

$$= \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,1} [1,15 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 18 + 5,59 \cdot 2,0 \cdot 18 + 7,95 \cdot 1,5] = 301,33 \text{ кН / м}^2$$

Уточняем размеры подошвы по прочным намывным пескам:

$$F_{\text{уточ}} = \frac{300}{301,33 - 20 \cdot 2,0} = \frac{300}{261,33} = 1,15 \text{ м}^2 \approx 1,2 \text{ м}^2.$$

б) Рекомендуем определить предварительный размер подошвы плиты на условное расчетное давление по подстилающим слоям супесей

$$R_0 = 0,2 \text{ МПа} = 200 \text{ кН / м}^2 \quad \text{и} \quad \text{показателям} \quad \varphi = 12^\circ 00', \quad c = 0,013 \text{ МПа} = 13 \text{ кН / м}^2;$$

$$\gamma_{II} = 19 \text{ кН / м}^3:$$

$$F'_{np} = \frac{300}{200 - 20 \cdot 2,0} = \frac{300}{160} = 1,88 \text{ м}^2;$$

$$F'_{np} = a \cdot b'_{np}; \quad b'_{np} = \sqrt{\frac{F'_{np}}{n=1,4}} = \sqrt{\frac{1,88}{1,4}} = 1,15 \text{ м}; \quad \text{где } n=1,4 = \frac{a}{b_{np}}; \quad a = 1,4 b_{np} \quad - \quad \text{большая}$$

сторона прямоугольной плиты; $b_{np} = 1,15 \text{ м}$ — малая сторона (ширина) подошвы плиты.

Определяем расчетное давление грунта по данным слабого подстилающего слоя R' ; супесей, где $R_0 = 0,2 \text{ МПа}$; $\varphi = 12^\circ 00'$, $c = 0,013 \text{ МПа} = 13 \text{ кН / м}^2$; $\gamma_{II} = 19 \text{ кН / м}^3$:

$$R' = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,1} [0,23 \cdot 1,0 \cdot 1,15 \cdot 19,0 + 1,92 \cdot 2 \cdot 19 + 4,42 \cdot 13] = 176,08 \text{ кН / м}^2,$$

Уточняем размеры подошвы по слабым подстилающим слоям супесей, согласно расчетного давления R' :

$$F'_{\text{уточ}} = \frac{300}{176,08 - 20 \cdot 2,0} = \frac{300}{136,08} = 2,21 \text{ м}^2$$

$$F'_{\text{уточ}} = a \cdot b'_{\text{уточ}}; a = 1,4b'_{\text{уточ}}; b'_{\text{уточ}} = \sqrt{\frac{F'_{\text{уточ}}}{1,4}} = \sqrt{\frac{2,21}{1,4}} = 1,26 \text{ м};$$

$$a = 1,4b'_{\text{уточ}} = 1,4 \cdot 1,26 = 1,76 \approx 1,8 \text{ м}.$$

Принимаем: $a = 2,0 \text{ м}$; $b'_{\text{уточ}} = 1,4 \text{ м}$.

Таким образом, в случае использования прочного грунта под подошвой намывного песка средней крупности и средней плотности, при $R_0 = 0,4 \text{ МПа}$; $\varphi = 30^\circ 00'$; $c = 0,0015 \text{ МПа}$; $\gamma_H = 18 \text{ кН / м}^3$:

а) Размеры подошвы плиты будут: $a = 1,3 \text{ м}$; $b = 0,9 \text{ м}$.

б) При использовании подстилающего слоя из супеси $R_0 = 0,2 \text{ МПа}$; $\varphi = 12^\circ 00'$, $c = 0,013 \text{ МПа}$; $\gamma_H = 19 \text{ кН / м}^3$ размеры подошвы получаем: $a = 2,0 \text{ м}$; $b = 1,4 \text{ м}$.

Уширение размеров подошвы обеспечивает устойчивость, несущую способность и долговечность оснований сооружений.

Результаты по данному разделу опубликованы в печатных работах [72; 74; 113; 115].

Выводы

1. Проведены опыты по определению физико-механических свойств слабых и структурно-неустойчивых грунтов, оставшихся под намывными песками, а именно: лессовидной супеси и суглинка (по II группе просадочности), пылеватого песка, заторфованной супеси, которые используются для массива подземных сооружений. Опыты проводились при различной степени влажности и определены влияния степени влажности на прочностные параметры таких грунтов, как: торф, слаборазложившийся торф, супесь запыленная, запыленный суглинок, пылеватый песок, мелкий песок и спондиловая глина.

2. Проведены опыты закрепления слабых и структурно-неустойчивых подстилающих слоев, которые находятся в активной зоне массива подземных сооружений способом взрыва. Установлено, что способ взрыва уплотняет все виды слабых и структурно-неустойчивых грунтов достаточно хорошо, доводит до

нормальной плотности $\gamma = 16,8 - 21,0 \text{ кН/м}^3$, кроме заторфованных грунтов, удельный вес которых доходит до $15,4 \text{ кН/м}^3$.

3. Установлено, что после взрыва слабые и некоторые структурно-неустойчивые грунты изменяют физико-механические показатели и становятся улучшенными для использования как массив подземных сооружений.

4. Опыты были проведены над образцами из структурно-неустойчивых грунтов при сдвиге на срезном приборе и стабилометре при различных нормальных напряжениях σ и зафиксированы величины касательных напряжений τ . Установлены нелинейные сопротивления сдвигу при взрыве структурно-неустойчивых грунтов на примере набухающего глинистого грунта из образцов монтмориллонита. При испытании использовались различные значения нормальных напряжений $\sigma = 0-0,7 \text{ МПа}$ и фиксировались касательные напряжения τ . Испытания проводились при оптимальной влажности $W_{\text{опт}} = 0,14 - 0,16$. Установлено, что зависимость между σ и τ в основном имеет нелинейные как для переуплотненного, так и для недоуплотненного глинистого грунта на примере спондиловой глины. Получены показатели плотности при сдвиге с ростом напряженного состояния.

5. Рекомендованы способы усиления массивов, состоящих из слабых и структурно-неустойчивых грунтов, подстилающих слоев путем увеличения ширины подошвы подземных сооружений, которые позволяют использовать слабые подстилающие слои для массивов как оснований.

6. Установлены методы уширения подошвы сооружений с использованием слабых подстилающих слоев для массивов как оснований на численном примере.

ОБЩИЕ ВЫВОДЫ

Диссертация является завершенной научно-исследовательской работой, в которой решена актуальная научно-практическая задача по обоснованию условий усиления оснований подземных сооружений, состоящих из слабых и структурно-неустойчивых грунтов на всю глубину активного слоя под подошвой сооружений с целью обеспечения устойчивости, прочности и долговечности при эксплуатации сооружений с совместно действующими статическими и динамическими нагрузками.

По результатам аналитических и экспериментальных исследований в лабораторных и полевых условиях получены следующие основные научные выводы и практические результаты:

1. В лабораторных и полевых условиях изучены изменения физико-механических, прочностно-деформационных и других показателей слабых и структурно-неустойчивых грунтов, которые составляют основания и подстилающие слои под подошвой сооружений на всю глубину активной зоны при статических и динамических нагрузках.

2. Определены источники динамических нагрузок, которые передаются через элементы конструкций сооружений (вибрации, ударные, импульсивные, кратковременные, многократно-повторные, взрывные, сейсмические и т.д.) и создают гармоничные и негармоничные колебания в основаниях, состоящих из слабых и структурно неустойчивых грунтов, а также в подстилающих слоях из этих грунтов в активной зоне оснований, которые приводят к преждевременному разрушению сооружений.

3. Предложены реологические модели массива грунтов, состоящего из слабых и структурно-неустойчивых грунтов и подстилающих слоев, подвергающихся совместно действующим статическим и динамическим нагрузкам.

4. Рекомендовано методы назначения виброизолирующих систем, обеспечивающих устойчивость сооружений при воздействии различных видов динамических нагрузок.

5. Предложены уравнения поступательных колебаний от динамических нагрузок к виброизолирующим системам, состоящих из пружины и определены входные параметры к этим уравнениям. В случае перехода из пружины к реальным слабым и структурно-неустойчивым грунтам, например, просадочным и набухающим, илистым и заторфованным грунтам определены величины этих параметров опытным путем.

6. Переход от виброизолирующих систем с реологическими элементами в виброизолирующих податливых основаниях, состоящих из щебеночно-песчаного (щебень фракции 40-70 мм) уплотненного массива обоснованно теоретически, что позволяет обеспечить устойчивость, прочность и долговечность сооружений при эксплуатации.

7. Предложены эффективные способы уплотнения оснований и подстилающих слоев, состоящих из слабых и структурно-неустойчивых грунтов под подошвой сооружений взрывом на всю активную зону при оптимальной влажности (до $14 \div 16\%$), что достаточно обеспечивает несущую способность оснований под подошвой сооружений.

8. Разработан метод определения уширения размеров подошвы сооружений в случаях, когда основание состоит из прочных грунтов под подошвой сооружений, но малой толщины (0,5-2,0 м), под этим слоем находится подстилающий слой из структурно-неустойчивых грунтов. Данный метод позволяет обеспечить уменьшение передачи давлений от сооружений к основаниям из прочного грунта малой толщины и резко уменьшить давление на подстилающие слои из слабых или структурно-неустойчивых грунтов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Абелев Ю. М. Применение эффективных методов уплотнения слабых и насыпных грунтов в целях использования их в качестве основных жилых зданий / Ю. М. Абелев. – Издательство АС и АСССР, 1957. – 16 с.
2. Аверьянов С.Ф. О водопроницаемости почво-грунтов при неполном их насыщении / С.Ф. Аверьянов. – Инж. ст., 1953. – т.7. – С.52 – 63.
3. Александрович В.А. Анализ некоторых испытаний виброустойчивости оснований фундаментов с точки зрения современных достижений / В.А. Александрович // Зб. наукових праць, серія: Галузеве машинобудування, будівництво. Випуск 3 (38). – Том 2. – Полтава, 2013 . – С. 15 – 23.
4. Ананьев В.П. Инженерная геология / В.П. Ананьев, А.Д. Потапов. – Учеб. для строит. спец. вузов, 3-е изд., перераб. и испр. – М.: Высш. шк., 2005. – 575 с.
5. Бабич Б.М. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти / Б.М. Бабич. – Рівне: Видавництво Рівненського ДТУ, 2001. – 307с.
6. Бабков В. Ф. Сопротивление грунтов деформирование с различными скоростями / В. Ф. Бабков. – М.: Дориздат, 1955. – С. 40 – 46.
7. Баранов В. А. Поперечные колебания стержня опертого на инертное полупространство / В. А. Баранов // В.: Воронежский инженерно-строительный институт. – 1964. – №10, вып. 1. – С. 24 – 32.
8. Баранов В. А. О расчете вынужденных колебаний заглубленного фундамента / В. А. Баранов // Вопросы динамики и прочности. – 1967. – вып.14. – С. 12 – 18.
9. Баранов Д. С. Измерительные приборы, методика и некоторые результаты исследования распределения давлений в песчаном грунте / Д. С. Баранов. – М.: Госстройиздат, 1959. – вып. 7. – С. 22 – 27.
10. Баркан Д. Д. Применение вибрирования при устройстве оснований сооружений / Д. Д. Баркан. – М.:Изд. По с. и арх., 1943. – 78 с.

11. Барон Л. И. Определение свойств горных пород / Л. И. Барон, Б. М. Логунцов, Е. З. Позин. – М.: Госгортехиздат, 1962. – 268с.
12. Барштейн М. Ф. Приложение вероятных методов к расчету сооружений на сейсмические воздействия / М. Ф. Барштейн. – Строительная механика и расчет сооружений. – 1960. – №2. – С. 4 – 9.
13. Безрук В. М. Укрепление грунтов./В. М. Безрук. – М.: изд. МГУ, 1953. – С. 27 – 28.
14. Бородачев Н. М. Динамическая контактная задача для полупространства / Н. М. Бородачев // Справочник проектирования. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия [под ред. Проф. Б. Г. Коренева, И. М. Рабиновича]. – М.: Стройиздат, 1981. – С. 129 – 135.
15. Булычев Н. С. Механика подземных сооружений / Н. С. Булычев. – М.:Недра, 1982. – 270 с.
16. Бычков Д. В. Строительная механика тонкостных конструкций / Д. В. Бычков. – М.: Стройиздат, 1962. – 475 с.
17. Власов В. З. Балки, плиты и оболочки на упругом основании / В. З. Власов, Н. Леонтьев. – М.: Стройиздат, 1984. – 679 с.
18. Вовк А. А. Поведение грунтов под действием импульсивных нагрузок / А. А. Вовк, Б. Г. Замышляев, Л. С. Евгерев и др. – К.: Наукова думка, 1984. – 287 с.
19. Вовк А. А. Динамика водонасыщенных грунтов / А. А. Вовк, А. Г. Смирнов, В. Г. Кравец. – К.: Наукова думка, 1975. – 201 с.
20. Вовк А. А. Геодинамика взрыва и ее приложения /А. А. Вовк, В. Г. Кравец, И. А. Лучко. – К.: Наукова думка, 1981. – 296 с.
21. Герсеванов Н. М. Основы динамики грунтовой массы / Н. М. Герсеванов. – М.: Стройиздат, 1937. – 242 с.
22. Герсеванов Н. М. Теоретические основы механики грунтов и их практические применения / Н. М. Герсеванов, Д. Е. Польшин. – М.: Стройиздат, 1948. – 140 с.
23. Гольденблат И. И. Расчет конструкций на действие сейсмических и импульсивных сил / И. И. Гольденблат, Н. А. Николаенко. – М.: Стройиздат, 1961.

– 260 с.

24. Гольдин А. Л. Экспериментальные исследования работы системы жесткий штамп-просадочный грунт основания / А. Л. Гольдин, Т. Ф. Липовская, А. Мириев // Изв. ВНИИГ, 1989. – №2. – С. 90 – 95.

25. Гольдштейн М. Н. Экспериментальные исследования разжижения песков / М. Н. Гольдштейн, В. В. Жикович // Вопросы геотехники. – №1, ДИИТ, изд. По строительству и архитектуре. – 1953. – С. 22 – 28.

26. Гольдштейн М. Н. Внезапное разжижение песка / М. Н. Гольдштейн // Вопросы геотехники. – №2, ДИИТ, изд. По стр.и арх. – 1954. – С. 21 – 27.

27. Горбунов-Посадов М. И. Расчет конструкций на упругом основании /М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова, В. И. Соломин. – М.:Стройиздат, 1984. – 679 с.

28. Горелик Л. В. О силовом воздействии волн на скелете песка при нестационарной фильтрации / Л. В. Горелик. – Узв. Внииг, Геоэнергоиздат. – том 65. – 1960. – С. 10 – 14.

29. Давыдов С. С. Расчет и проектирование подземных конструкций / С. С. Давыдов. – М.: Стройиздат, 1950. – 367 с.

30. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення проектування. Зі змінами №1 і №2. – К.: Мінрегіонбуд Укоаїни. – 2009. – 161с.

31. Денисов Б. Р. Расчет зданий и сооружений на сейсмическое воздействие / Б. Е. Денисов, Л. Ш. Килимник, М. А, Николаенко. – М.: Стройиздат, 1981. – С. 41 – 72.

32. Дерягин Б.В. Структура и свойства граничных слоев воды / Б.В. Дерягин, Н. В. Чураев, З. И. Зорин // Изд. АН СССР, сер. хим., 1982. – №8. – С. 1698 – 1710.

33. Дидух Б. И. Упругопластическое деформирование грунтов / Б. И. Дидух. – М.: Изд-во университета «Дружба народов», 1987. – 164 с.

34. ДСТУ Б В.2.1-4-96 Грунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформативності. – К.: Державний комітет України у

справах містобудування й архітектури, 1997. – 101с.

35. Егоров И. В. Способ определения Оптимальной влажности уплотнения максимальной плотности грунтов / И. В. Егоров. – Изд-во ЛКВВИА им. А. Ф. Можайского. Информ. сб., №94, 1962. – С. 26 – 29.

36. Егоров И. В. О деформировании оснований конечной толщины / И. В. Егоров // Основания, фундаменты и механика грунтов. – №1961. – №1. – С. 5 – 8.

37. Егупов В. К. Расчет зданий на сейсмические воздействия / В. К. Егупов, Т. А. Командрина. – К.: Будівельник, 1969. – 262 с.

38. Ерофеев Н. К. Пьезоэлектрические измерительные преобразователи ударных ускорений / Н. К. Ерофеев // Приборы и устройство радиоэлектронной техники и автоматики. – Л.: ЛДНТИ, 1970. – 207 с.

39. Ерофеев В. В. Контроль качества намывных земляных сооружений / В. В. Ерофеев // Гидромеханизация земляных работ. – М.: Госэнергоиздат, 1959. – С. 44-51.

40. Ерыхов Б .П. Лабораторный метод определения модуля сдвига связных грунтов естественной структуры / Б. П. Ерыхов. – Л.: ВНИИ гидротехники. – т. 63. – 1960. – С. 22 – 29.

41. Жариков И. Ф. Исследование действия взрыва в упругопластической среде / И.Ф. Жариков // Техника и технология открытых горных работ в угольной промышленности, 1975. – вып. 131. – С. 61 – 68.

42. Жихович В. В. Виброуплотнение песка / В.В. Жихович // Вопросы геотехники. – №1. – изд. По строительству и архитектуре, 1952. – С. 22– 28.

43. Завриев К. С. Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений / К. С. Завриев, А, Г. Назаров. – М.: Стройиздат, Руководство по проектированию сейсмостойкости зданий и сооружений. – т. 2. – 1970. – 360с.

44. Зарецкий Ю. К. Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений / Ю. К. Зарецкий. – М.: Стройиздат, 1988. – 352 с.

45. Зарецкий Ю. К. Теория консолидации грунтов / Ю. К. Зарецкий. М.: Наука, 1967. – 272 с.

46. Зельманов И. Л. Движение песчаного грунта при комфортном взрыве / И. Л. Зельманов, О. С. Кольков // Физика горения и взрыва. – №1. – 1968. – С. 116 – 121.
47. Зоценко М.Л. Інженерна геологія, механіка ґрунтів, основи та фундаменти / М.Л. Зоценко, Коваленко В.І, Яковлев А.В. – Полтава, 2004. – 568с.
48. Зубанов М. П. Вибрационные машины для уплотнения бетонных смесей и грунта / М. П. Зубанов. – М.: Машиздат, 1959. – 48 с.
49. Зуєвська Н.В. Наукові основи формування геотехнічних властивостей просідних масивів з урахуванням гідротермального фактору: Дис. докт. техн. наук: 05.15.09 / Н.В. Зуєвська.– Київ, 2012 . – 275 с.
50. Иванов П. Л. Явление разжижения песчаных водонасыщенных грунтов / П. Л. Иванов // Тезисы докл. Научно-технической конференции ЛПИ им. М.И. Калинина. Изд-во ЛПИ, 1951. – С. 48 – 53.
51. Иванов П. Л. О разжижении песчаных грунтов / П. Л. Иванов // Гидротехническое строительство. – №9. – 1951. – С. 20 – 26.
52. Иванов П. Л. Разжижение песчаных грунтов / П. Л. Иванов. – М.: Госэнергоизд, 1962. – 260 с.
53. Ильичев В. А. Динамическое воздействие сооружений с основанием и передача колебаний через грунт / В. А. Ильичев // Справочник проектировщика. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия. – [под ред. проф В. Г. Коренева, И. М. Рабиновича]. – М.: Стройиздат, 1981. – С. 114 – 128.
54. Ильичев В. А. Колебания фундаментов установок взрывной штамповки и грунта / В. А. Ильичев // Справочник проектировщика. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия [под ред. проф В. Г. Коренева, И. М. Рабиновича]. – М.: Стройиздат, 1981. – С. 144 – 148.
55. Каминская В. И. Исследования технологии намыва территорий под строительство / В. И. Каминская, М. Ф. Новиков. – Тр. Инст-та ВНИИГС, вых. 4, 1975. – С. 24 – 36.
56. Качалов Л. М. Основы механики разрушения / Л. М. Качалов. – М.: Наука, 1974. – 312 с.

57. Клепиков С. Н. Расчет конструкций на упругом основании / С. Н. Клепиков. – К.: Будівельник, 1967. – 140 с.
58. Комаров А. И. Низкомодульный материал для изготовления маломасштабных моделей / А. И. Комаров, Т. И. Самсонов // Повышение надежности системы турбоагрегат-фундамент-основание мощных энергоблоков. – Л. – вып. 109. – 1976 – С. 76 – 84.
59. Коренев Б. Г. Расчет плит на упругом основании / Б. Г. Коренев, Е. И. Черниговская. – М.: Стройиздат, 1962. – 162 с.
60. Кравец В. Г. Влияние динамических воздействий на разжижение пылеватых песков, супесей и суглинков / В. Г. Кравец, А. М. Самедов, М. Худик // Тр. Междунар. Конф. VI Szkola Geomechaniki, Gliwice-Ustron, 21-24 pazdziemika 2003. – С. 107 – 109.
61. Красников Н. Д. Исследование деформационных свойств грунтов при динамических нагрузках / Н. Д. Красников. – Инженерная сейсмология, №1-2, ч. Душанбе. Изд. АН Тадж. ССР, 1964. – С. 16 – 22.
62. Куприянов Е. М. Уплотнение песчаных грунтов / Е. М. Куприянов. – Изд-во по строительству и архитектуре, 1950. – 123 с.
63. Лазарева И. В. Застройка намывных территорий в годах УССР как возможность улучшения среды городов / И. В. Лазарева, М. Ф. Новиков. – В кн.: Освоение намывных территорий. – М.: изд. ЦНИИП градостроительства, 1975. – С. 86 – 98.
64. Лебедев А. Ф. Уплотнение грунтов при различной их влажности / А. Ф. Лебедев. – М.: Стройвоенмориздат, 1949. – 56 с.
65. Литвинов И. М. Исследование грунтов в в полевых условиях / И. М. Литвинов. – М.: Углетехиздат, 1954. – 227 с.
66. Ляхов Г. М. Волны в грунтах и пористых многокомпонентных средах / Г. М. Ляхов. – М.: Наука, 1982. – 286 с.
67. Ляхов Г. М. Основы динамики взрывных волн в грунтах и черных породах / Г. М. Ляхов. М.: Недра, 1974. – 192 с.
68. Малверн Л. Распространение пластических волн с учетом влияния

скорости деформирования / Л. Малверн // Механика переодизация [Сб.: перевод инос. Статей]. – №1. – 1952. – С. 12 – 18.

69. Малинин Н. Н. Прикладная теория пластичности и ползучести / Н. Н. Малинин. – М.: Машиностроение, 1968. – 400 с.

70. Малышев М.В. Механика грунтов. Основания и фундаменты (в вопросах и ответах) / М.В. Малышев, Г.Г. Болдырев. – М.: Изд-во АСВ, 2000. – 320с.

71. Малышев М. В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений / М. В. Малышев. – М.: Стройиздат, 1980. – 137 с.

72. Мани А.Д.Д. Уширение подошвы сооружения для использования слабых подстилающих слоев в массиве под сооружением / А.Д.Д. Мани, А.М. Самедов // Вісник НТУУ «КПІ». Серія «Гірництво»: Зб. наук. праць. – 2015. – Вип. 27. – С. 8 – 15.

73. Мани А.Д.Д. Прогноз просадки подстилающего слоя под намытым грунтом при равномерном подъеме грунтовых вод / А.Д.Д. Мани // Ежемесячный научно-технический, производственный и экономический журнал «Уголь Украины». – 2015. – Вып. 5. – С. 17 – 19.

74. Мани А.Д.Д. О расчете виброизолирующих оснований при замене структурно-неустойчивых грунтов / А.Д.Д. Мани // Збірник наукових праць НГУ. – Д.: Державний вищий навчальний заклад «Національний гірничий університет». – 2015. – Вип. 46. – С. 126 – 130.

75. Мариупольский Л. Г. Исследования грунтов для проектирования и строительства свайных фундаментов / Л. Г. Мариупольский. – М.: Стройиздат, 1989. – С. 196 – 198.

76. Маслов Н. Н. Условия динамической устойчивости водонасыщенных песков / Н. Н. Маслов. Тр. совещ. По механике грунтов, основания и фундаментов. Изд. по стр. и арх., 1950. – С. 44 – 50.

77. Маслов Н. Н. Условия устойчивости водонасыщенных песков / Н. Н. Маслов. М.: Госэнергоиздат, 1959. – С. 84 – 85.

78. Месчан С. Р. Начальная и длительная прочность глинистых грунтов /

С. Р. Месчан. – М.: Стройиздат, 1978. – 207с.

79. Муравский Г. Б. О гармонических колебаниях штампа на упругом изотропном полупространстве / С. Б. Муравский // Строительная механика и расчет сооружений. – М.: Стройиздат. – №7. – 1969. – С. 12 – 16.

80. Мустафаев А. А. Фундаменты на просадочных и набухающих грунтах / А. А. Мустафаев. – М.: Высшая школа, 1989. – 590 с.

81. Мустафаев А. А. Основы механики просадочных грунтов / А. А. Мустафаев. – М.: Стройиздат, 1978. – 263 с.

82. Наумов Е. Ф. Изучение движения среды вблизи очага взрыва оптическим методом / Е. Ф. Наумов, А. П. Сухотин. – Ст. Взрывное дело, 1982. – С. 61 – 67.

83. Николаевский В. Н. Современные проблемы механики грунтов / В. Н. Николаевский – В кн. Определение законов механики грунтов. – М.: Мир, 1975. – С. 210 – 229.

84. Николаевский В. Н. Динамическая прочность и скорость разрушения / В. Н. Николаевский. – В кн. Удар, взрыв и разрушение. – М.: Мир, 1981. – С. 166 – 203.

85. Николаенко Н. А. Динамика и сейсмостойкость пространственных конструкций и сооружений / Н. А. Николаенко, Ю. П. Назаров. – М.: Стройиздат, 1977. – вып. 23. – С. 46 – 54.

86. Николаенко Н. А. О пространственных колебаниях сооружений при сейсмических воздействиях / Н. А. Николаенко, Ю. П. Назаров // Строительная механика и расчет сооружений. – №3. – 1979. – С. 14 – 20.

87. Новиков М. Ф. Намыв территорий для жилищного и промышленного строительства / М. Ф. Новиков, В. И. Калинская, Ю. И. Седых. – М.: Стройиздат, 1978. – 286 с.

88. Новиков М. Ф. Строительство на намывных территориях / М. Ф. Новиков, И. В. Лазарев // Сб. Пром. Стр. И инж. Сооружения. – №3. – 1975. – С. 18 – 26.

89. Олехимович К. А. Вибрационные установки и приборы для испытания

водонасыщенных песков на динамическую устойчивость / К. А. Олехимович // Тр. ЛИСИ, вып. 18. Изд. По стр. и арх., 1954. – С. 40 – 46.

90. Осипов П. А. Исследования песчаных грунтов, основания под сооружения / П. А. Осипов // Строительная промышленность, М.: 1938. – №1. – С. 40 – 48.

91. Павлов Н. Н. Разрушение горных пород при динамическом нагружении / Н. Н. Павлов, Л. А. Шнейнер. – М.: Недра, 1964. – 160 с.

92. Покровский Г.И. Капиллярные силы в грунтах / Г.И. Покровский. – М., Госстройиздат, 1933. – С 145 – 156.

93. Поляков С. В. Сейсмостойкие конструкции зданий / С. В. Поляков, - М.: Стройиздат, 1969. – 246 с.

94. Поляков С. В. Анализ пространственных форм колебаний сооружений, рассчитываемых по реальным записям землетрясений / С. В. Поляков, Б. А. Кириков, М. Л. Мозгалева // Сейсмостойкое строительство. – №6. – М.: 1974. – С. 12 – 16.

95. Приклонский В.А. Грунтоведение / В.А. Приклонский. – М.: Госгеолтехиздат, 1955. – 430 с.

96. Работников А. И. Уплотнение рыхлых водонасыщенных песков при помощи фильтрационных сил / А. И. Работников // Технический бюллетень. Изд. НИТО строителей. Одесса. – 1957. – №3. - С. 12 – 18.

97. Рахматулин Х. А. Вопросы динамики грунтов / Х. А. Рахматулин, А. Я. Сагомоян, И. А, Алексеев. – М.: изд. МГУ, 1964. – 239 с.

98. Ржаницын А. Р. Теория ползучести / А. Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1968. – 416с.

99. Ржевский В. В. Основы физики и горных пород / В. В. Ржевский, Г. Я. Новик. М.: Наука, 1973. – 285 с.

100. Ржевский В. В. Ультразвуковой контроль и исследования в горном деле / В. В. Ржевский, В. С. Ямщиков. – М.: Недра, 1968. – 240 с.

101. Рыжов А. М. Определение прочности и деформативности грунтов при динамических нагрузках / А, М. Рыжов. К.: «Будівельник», 1976. – 146 с.

102. Савченко И. А. Влияние вибраций на внутреннее трение в песках / И. А. Савченко. Сб. Динамика грунтов. Тр. НИИОСП, №32, М.: Стройиздат, 1958. – С. 44 – 62.

103. Самедов А.М. Способи ущільнення намівних і підстиляючих шарів з слабких або структурно-нестійких ґрунтів гідровибухом / А.М. Самедов, А.Д.Д. Мани // Вісник ЖДТУ. Технічні науки.: Зб. наук. праць. – 2010. – Вип. XI (45). – С. 84 – 60.

104. Самедов А.М. Віброізолювані та піддатливі щебеневі основи для підземних споруд / А.М. Самедов, А.Д.Д. Мани // Вісник ЖДТУ. Технічні науки.: Зб. наук. праць. – 2010. – Вип. XII (46). – С. 154 – 160.

105. Самедов А.М. Коэффициент жесткости оснований подземных сооружений мелкого заложения в неоднородных геологических условиях / А.М. Самедов, В.Г. Кравец, А.Д.Д. Мани // Горный инф. аналит. бюлетень «Освоение подземного пространства мегаполисов». – М.: издательство «Горная книга», 2013. – отд. вып. №7. – С. 256 – 257 (наукометрична база РІНЦ).

106. Самедов А.М. Процессы разрушения оснований подземных сооружений мелкого заложения из структурно-неустойчивых подстиляющих слоев / А.М. Самедов, А.Д.Д. Мани // X Szkola Geomechaniki 2011. Politechnika Slaska Wydzial Gornictwa I Geologii (Польша). Gliwice-Ustron 2010. – С. 171 – 184.

107. Самедов А.М. Нарушения устойчивости сооружений от кратковременно действующих динамических нагрузок / А.М. Самедов, А.Д.Д. Мани, В.В. Вапничная // Сб. материалов VI международной конференции по проблемам горной промышленности, строительства и энергетики «Социально-экономические проблемы горной промышленности, строительства и энергетики», Тула. – 2010. – С. 23 – 39.

108. Самедов А.М. Некоторые механические параметры материалов для динамического расчета элементов конструкций подземных сооружений / А.М. Самедов, А.Г. Кравец, А.Д.Д. Мани // X Szkola Geomechaniki 2011. Politechnika Slaska Wydzial Gornictwa I Geologii (Польша). Gliwice-Ustron 18-22 Pazdziernika 2011. – С. 129 – 139.

109. Самедов А.М. Разрушение оснований подземных сооружений со слабыми

подстилающими грунтами при динамических нагрузках нарушающих экологию окружающей среды / А.М. Самедов, А.Д.Д. Мани, Я.В. Алексенко // Тези XIII Всеукраїнської наукової конференції студентів, магістрів та аспірантів «Сучасні проблеми екології та геотехнології», Житомир. – 2011. – С. 279 – 281.

110. Самедов А.М. Взаимодействия конструкций подземных сооружений с основанием из слабых горных пород при динамических нагрузках от транспортного средства, технологических машин и механизмов / А.М. Самедов, А.Д.Д. Мани, М.К. Демессие // Сб. материалов VII международной конференции по проблемам горной промышленности, строительства и энергетики «Социально-экономические проблемы горной промышленности, строительства и энергетики», Тула-Донецк-Минск. – 2011. – С. 214 – 220.

111. Самедов А.М. Движения массива, как вязкопластичной среды по твердым слоям при нарушении устойчивости склона от подземной выработки [Электронный ресурс] / А.М. Самедов, А.Д.Д. Мани, В.В. Дзядевич, Г.Х. Паничаров // ВСУ «Черноризец Хабър», e-Journal VFU, Архитектура и строительство, Болгария. – 2012. – Вып. 4 – 11 с.

112. Самедов А.М. Математическое моделирование колебаний системы «передвижная нагрузка – бесконечно длинная балка – упругое основание, расслабленной подземной выработкой» [Электронный ресурс] / А.М. Самедов, А.Д.Д. Мани, М.А. Сницар, Г.Х. Паничаров. // ВСУ «Черноризец Хабър», e-Journal VFU, Архитектура и строительство, Болгария. – 2012. – Вып. 5. – 11 с.

113. Самедов А.М. О расчете подземных сооружений из несимметричных рамных конструкций на просадочном грунте I-го типа с прогнозируемыми неравномерными просадками оснований / А.М. Самедов, П. Луговой, А.Д.Д. Мани, М. Сницар // XV Jubileuszowe Miedzynarodowe Sympozjum Geotechnika- Geotechnics, Польша. – 2012. – С. 127 – 138.

114. Самедов А.М. Нарушение оснований подземных сооружений мелкого заложения в структурно-неустойчивых подстилающих грунтах / А.М. Самедов, М. Худек, А.Д.Д. Мани // XV Jubileuszowe Miedzynarodowe Sympozjum Geotechnika- Geotechnics, Польша. – 2012. – С. 151-163.

115. Самедов А.М. Определение контактных давлений под подошвой фундаментной балки переменной жесткости на основании с переменным коэффициентом постели / А.М. Самедов, А.Д.Д. Мани, М.А. Сницар // Сб. материалов VII международной конференции по проблемам горной промышленности, строительства и энергетики «Социально-экономические проблемы горной промышленности, строительства и энергетики», Тула-Донецк-Минск, 2012 . – С. 5 – 16.

116. Самедов А. М. О реологических моделях лессовых просадочных грунтов / А. М. Самедов // Вісник НТУУ «КПУ», серія «Гірництво». – вип. 3. – 2000. – С. 39 – 44.

117. Самедов А. М. Смещение разжиженного массива вдоль линии подпорных стен. Тр. Междунар. Конф. VI Szkola Geomechaniki / Glivice – Ustron, 2003. – С. 151 – 158.

118. Самедов А. М. Внедрение жестких материалов в тело вязкоупругого или вязкопластического массива из лессовых пород энергией взрыва / А. М. Самедов, Н. В. Зуевская, Т. Исмаилов // Нові технології в будівництві, 2(14), 2007, НДІБВ, Друкарня, «Оранда», К.: 2007, 2(14), С. 7 – 11.

119. Самедов А. М. Влияние динамических нагрузок метрополитена на окружающую среду / А. М. Самедов, И. И. Назаренко // Меж. Ведом. Научно-техн. Сб. Строительн. Произв. НДІБВ, вып. 49, 2008. – С. 27 – 30.

120. Самедов А. М. Деформирование оснований станций метрополитена в процессе эксплуатации динамических воздействий подвижного состава / А. М. Самедов, Н. В. Зуевская, Е. А. Жданова, М. Заре, Х. Ибрагим // Вісник НТУУ «КПІ», серія «Гірництво». – вип. – 16, 2008. – С. 16 – 24.

121. Самедов А. М. О закономерностях волн динамических напряжений в лессовидных суглинках природной влажности / А. М. Самедов, Д. А. Диденко // ООО «Компания Миранда», Всеукр. Общ. Орг. «Ассоциация правозащитн.» «Фемида», тов.биржа «Универс. Биржа «Миранда». Наук. и соврем. вып. 1, ч. 2. 2011. – С. 13 – 17.

122. Самедов А. М. Изменение свойств грунтового основания и

долговечности сооружений при малочисловых и многократно повторяющихся динамических воздействиях /А. М. Самедов, М. Chudek // Miedz. konf. v jubileuszowa Szkoła Geomechaniki, Польша. – 2001. – С. 141 – 160.

123. Самедов А.М. Процессы схватывания и твердения фосфатных вяжущих при укреплении слабых бескарбонатных и малокарбонатных легких и тяжелых гидрослюдистых глинистых грунтов / А.М. Самедов, Г.Х. Паничаров, А.Д.Д. Мани // XV Jubileuszowe Miedzynarodowe Sympozjum Geotechnika- Geotechnics, Польша. – 2012. – С. 139 – 195.

124. Самедов А. М. Расчет и проектирование подземных сооружений мелкого заложения / А. М. Самедов. – К.: НТУУ «КПІ», 2013. – 852 с.

125. Сеймов В. М. Динамические контактные задачи / В. М. Сеймов. – К.: 1976. – 126 с.

126. Симвулиди И. А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании / И. А. Симвулиди. – Росвузиздат, 1963. – 465 с.

127. Слюсаренко С. А. Проектирование и устройство фундаментов на намывных песчаных грунтах / С. А. Слюсаренко, Г. А. Степаненко, М. А. Глотова. – К.: Будівельник, 1990. – 129 с.

128. Слюсаренко С. А. Строительные свойства намывных песчаных грунтов территории УССР / С. А. Слюсаренко, Г. М. Степаненко, М. А. Глотова. – К.: НИИСП, 1984. – 38 с.

129. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. – Взамен СНиП II-15-74 и СН 485-75; Утв. 05.12.83. ГП ЦПП. – М.: Стройиздат, 1985. – 40 с.

130. Сорокин Е. С. К теории внутреннего трения при колебаниях упругих систем / Е. С. Сорокин. – М.: 1960. – 46 с.

131. Сорочан Е.А. Опыт строительства сооружений на набухающих грунтах с подготовкой основания / Е.А. Сорочан, Э.С. Буров, Б.Г. Кулаченко // Ж.: Основания, фундаменты и механика грунтов, 1967. – № 4. – С. 31 – 34.

132. Сорочан Е.А. Свойства набухающих грунтов и методы строительства на них / Е.А. Сорочан. – В кн. Строительство на набухающих грунтах, М., 1968. – С. 3 – 16.

133. Ставницер Л. Р. Деформации оснований сооружений от ударных нагрузок / Л. Р. Ставницер. – М.: Стройиздат, 1969. – 126 с.

134. Степаненко Г.П. Вплив на навколишнє середовище освоєння під забудову заплавлених земель річок України / Г.П. Степаненко, М.О. Глотова // Екологічна безпека та природокористування: Зб. наук. пр. — К., 2008. — Вип. 1. — С. 127 – 130.

135. Сяндюков Г. М. О плотности укладки искусственных уплотнений намываемых песчаных грунтов / Г. М. Сяндюков. Тр. Челябинского политех. Инст., вып. 1, 1959. – С. 15 – 26.

136. Толмачев В. В. Инженерно-строительное освоение закарстованных территорий / В. В. Толмачев, Г. М. Троицкий. В. П. Хоменко. – М.: Стройиздат, 1986. – 177 с.

137. Трифанов-Яковлев Д. А. Уплотнение песчаного грунта пульсационным воздействием./Д. А. Трифанов-Яковлев // В кн.: тр. НИИ сектор Московского филиала института Оргэнергострой. – вып. 1. – М.: Изд-о по стр. и арх., 1958. – С. 68 – 78.

138. Троицкая М. Н. Экспериментальное исследование накопления деформаций в однородных средах и двухместных системах при различном режиме приложения повторных нагрузок / М. Н. Троицкая, В. К. Дермелев // В ст. Обоснование расчетных параметров для нежестких дорожных покрытий. – Дориздат, 1952. – С. 42 – 56.

139. Трофимчук А.Н. Надежность систем сооружений – основание в сложных инженерно-геологических условиях / А.Н. Трофимчук, В.Г. Черный, Г.И. Черный. – К.: ПолиграфКонсалтинг, 2006. – 248с.

140. Уилкинс М. Л. Расчет упругопластических течений / М. Л. Уилкинс // Вычислительные методы в гидромеханике. – М.: Мир, 1967. – С. 212-263.

141. Филоненко-Бородич М. М. Основы теории работы упругих сил в плоских системах / М. М. Филоненко-Бородич. – М.: Стройиздат, 1934. – 185 с.

142. Флорин А. В. К вопросу о разжижении чистых водонасыщенных мелкозернистых песков / А. В. Флорин // Гидротехническое строительство. –

1951. – С. 27 – 36.

143. Флорин А. В. Основы механики грунтов / А. В. Флорин. – М.: Госстройиздат. – т. 2. – 1961. – 544 с.

144. Хазанов М. И. Исследование структурных связей намывных песков опытными способами и динамическим зондированием / М. И. Хазанов // Методы исследования механических свойств в условиях естественного залегания. – Минск, изд. – 1962. – С. 48-54.

145. Хархута Н. Я. Исследование динамических воздействий на грунты в связи с их уплотнением / Н. Я. Хархута, М. Л. Костельев // В кн.: Материалы VI-совещ. По закреплению и уплотнению грунтов. – Г. Тбилиси, 1964. – С. 64 – 76.

146. Цытович Н. А. Механика грунтов / Н. А. Цытович. – М.: Высшая школа, 1983. – 120 с.

147. Цытович Н. А. О. Основания и фундаменты / Н. А. Цытович. – М.: Высшая школа, 1970. – 382 с.

148. Черный Г. И. Реологические сооружения сжимаемых пород при динамических нагружениях / Г. И. Черный, А. В. Михалюк // Сб. прикл. Механика, 1971. – вып. 8. – С. 106 – 110.

149. Швец В. Б. Уплотнение грунтов оснований тяжелыми трамбовками / В. Б. Швец. – М.: Госстройиздат, 1958. – 168 с.

150. Швець. В.Б. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти / В.Б. Швець, І.П. Бойко, Ю.Л. Винников та ін. – Д.: Пороги, 2014 – 231с.

151. Шехтер О. Я. К расчету заглубленного жесткого фундамента / О. Я. Шехтер // Тр. НИИ оснований и фундаментов. – М.: Госстройиздат. – 1996. – №30. – С. 16-22.

152. Шнеер И. А. Плотность песков при их намыве / И. А. Шнеер // Гидротехническое строительство. – 1958. – №5. – С. 22 – 28.

153. Anderson L.O. The use of ultrasonic measurements under modest pressure to estimate compression at high pressure / L.O. Anderson. – J. Phys. Chem. Solids, 1966. – №3. – P. 521 – 536.

154. Casagrande A. Notes on the Desing of Earth dams / A. Casngrande. – J. of

the Boston Society of Civil Engineers, Vol. 37, №4, 1950. – P. 12 – 18.

155. Heoerli W. Dlnamische Setzung von Böden / W. Heoerli // European Compressibility of Soil. vol. 1. Wiesbaden, 1963. – p. 41 – 54.

156. Karman T. The propagation of plastic deformation in solids / T. Karman , P. Duwez // " J. Appl.Phys.", №21, 1950. – P. 16 – 25.

157. Liman A. K. Compaction of Cosionless Foundation Soils by Explosives / A. K. Liman // Civ, Engin., №4, 1940. – P. 40 – 52.

158. Lytton R.L. Stiffened mats on expansive clay /R.L. Lytton, K.T. Meyer // G. Soils Mech. Found. Div. ASSE, vol.97, NSM 7, July, 1971. – P. 999 – 1019.

159. Müller F. Das Wasserwesen der Provinz Zeeland / F. Müller // Berlin, 1908. – P. 58 – 66.

160. Parkin B. R. Impalt waves in sand / Parkin B. R. // I. Soil. Mesh, and Foundat. Div. Proc. Amer. Soc. Civ. Eng., 87, NMS3, SM4, 1961. – P. 46 – 54.

161. Richart F. E. Some effects on dynamic soil properties on soil structure interaction / Richart F. E. // I. Geotech. End, Div. Prock. ANCE, 1975. – P. 1197 – 1236.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Таблица А.1

Показатели грунтов

№ слоев	Толщина слоев, м	Содержание частиц %, при их диаметре, мм					Удельный вес частицы γ_s , кН/м ³	Удельный вес грунта γ , кН/м ³	Природная влажность W , долей	Угол внутр. трения ϕ^0 , град	Сила сцепления C , МПа	Пределы пластичн.	
		> 2,0	2,0-0,5	0,5-0,25	0,25-0,10	<0,10						W_p , доли. ед.	W_L , доли. ед.
1	1,6	7,4	19,2	25,8	31,2	16,4	26,1	18,5	0,04	39°30'	0,0030	-	-
2	1,2	Заторфованные с органоминеральными частицами 68%					18,6	12,6	0,10	12°30'	0,0045	-	-
3	1,5	Супесь (илы) водноколлоидные с органоминеральными частицами					21,6	14,6	0,31	14°12'	0,009	0,092	0,16
4	18,4	6,5	13,8	34,7	36,7	8,3	26,0	18,1	0,02	39°40'	0,0030	-	-

Показатели грунтового массива под перегонные тоннели метрополитена с структурно-неустойчивыми подстилающими породами.

Таблица А.2

Технические параметры погружателя ВУ_3

Марка вибратора	Номинальная мощность электродвигателя, N_H , Н.см	Статический момент массы дебалансов, K_0 , Н.см.	Число оборотов дебалансов, n_b , об/мин	Вынуждающая сила, кН (ТС*10)	Масса вибропогружателя, Q_M , кг.
ВП-1	60	9300	420	190	4500

Таблица А.3

Результаты экспериментальных исследований подстилающих слоев:
- заторфованных толщиной слоя 1,2 м и илистых толщиной 1,5 м,
находящихся ниже намывного песка толщиной 1,6 м от вибрационных
нагрузок

№ подстилающих слоев	Номенклатура подстилающих слоев	Характеристики подстилающих пород			Параметры вибрационного давления					Деформации подстилающих пород		
		Толщина слоя	Удельный вес, γ , кН/м ³	Влажность, W, дол.ед.	σ_z , МПа	σ_x , МПа	Времен. характ. вибрации			E_n	E_y	$E_{ост}$
							t_n , с	$t_{на}$, с	t_{BU} , с			
2	Заторф.	1,2	12,6	0,40	3,6	2,8	47,6	29,8	16,6	0,276	0,014	0,262
3	Илист. (супесь)	1,5	14,6	0,31	1,40	0,80	122,8	61,2	37,2	0,128	0,0086	0,1194

Характеристики подстилающих структурно-неустойчивых грунтов в массивах под подошвой сооружений при статических нагрузках

Физико-механические характеристики грунтов при статических испытаниях																												
Грунт		№ эксперимента																										
заторфованный	илистый	лессовый суглинок	Удельный вес частицы, γ_s кН/м ³		Удельный вес, γ кН/м ³		Природная влажность, W, доли ед.		Пористость, n %		Сила сцепления, с, МПа		Угол внутреннего трения, ϕ град		Предел текучести, W _L доли ед		Предел раскатывания, W _p доли ед.		Предел пластичности I _p =W _L - W _p		Коэффициент фильтрации, k _ф м/сут		Модуль деформации, E ₀ МПа					
			1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2		
			1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
			2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3
			3	4	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4
4		4		4		4		4		4		4		4		4		4		4		4		4		4		
1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	
2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	2	3	
3	4	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4	3	4	
4		4		4		4		4		4		4		4		4		4		4		4		4		4		
14,8	15,2	18,6	18,2	18,4	18,4	14,2	13,8	0,07	0,072	48,2	46,8	0,062	0,058	26°30'	27°10'	0,28	0,29	0,16	0,15	0,12	0,14	0,56	0,62	22,0	23,0	22,8	24,0	
9,60	9,70	12,6	12,3	12,4	12,5	9,60	9,70	0,07	0,072	48,2	46,8	0,062	0,058	26°30'	27°10'	0,28	0,29	0,16	0,15	0,12	0,14	0,56	0,62	22,0	23,0	22,8	24,0	
5,28	5,30	0,54	0,56	0,53	0,58	5,28	5,30	0,07	0,072	48,2	46,8	0,062	0,058	26°30'	27°10'	0,28	0,29	0,16	0,15	0,12	0,14	0,56	0,62	22,0	23,0	22,8	24,0	
66	68	56	54	58	60	66	68	0,0012	0,0013	0,0012	0,0013	0,0012	0,0013	8°40'	10°30'	0,64	0,62	0,38	0,39	0,26	0,23	0,012	0,016	0,56	0,52	0,58	0,62	
0,0046	0,0041	0,0012	0,0013	0,0012	0,0014	0,0046	0,0041	0,0012	0,0013	0,0012	0,0013	0,0012	0,0013	8°40'	10°30'	0,64	0,62	0,38	0,39	0,26	0,23	0,012	0,016	0,56	0,52	0,58	0,62	
6°40'	7°40'	8°40'	10°30'	8°50'	11°40'	6°40'	7°40'	8°40'	10°30'	8°40'	10°30'	8°40'	10°30'	8°40'	10°30'	0,124	0,118	0,064	0,049	0,060	0,069	0,015	0,018	0,38	0,42	0,44	0,43	
0,124	0,118	0,64	0,62	0,63	0,65	0,124	0,118	0,64	0,62	0,64	0,62	0,64	0,62	0,64	0,62	0,124	0,118	0,064	0,049	0,060	0,069	0,015	0,018	0,38	0,42	0,44	0,43	
0,064	0,049	0,38	0,39	0,38	0,40	0,064	0,049	0,38	0,39	0,38	0,40	0,064	0,049	0,38	0,39	0,064	0,049	0,38	0,39	0,26	0,23	0,012	0,016	0,56	0,52	0,58	0,62	
0,060	0,069	0,26	0,23	0,25	0,25	0,060	0,069	0,26	0,23	0,26	0,23	0,26	0,23	0,26	0,23	0,060	0,069	0,26	0,23	0,26	0,23	0,012	0,016	0,56	0,52	0,58	0,62	
0,015	0,018	0,012	0,016	0,014	0,013	0,015	0,018	0,012	0,016	0,012	0,016	0,012	0,016	0,012	0,016	0,015	0,018	0,012	0,016	0,012	0,016	0,012	0,016	0,38	0,42	0,44	0,43	
0,016	0,016	0,013	0,014	0,013	0,013	0,016	0,016	0,013	0,014	0,013	0,013	0,016	0,016	0,013	0,014	0,016	0,016	0,013	0,014	0,013	0,013	0,012	0,016	0,38	0,42	0,44	0,43	

Характеристики подстилающих структурно-неустойчивых грунтов в массиве под подшовой сооружений при динамических нагрузках

Физико-механические характеристики грунтов при динамических нагрузениях												
Грунт	№ эксперимента	Параметры импульсного давления				Деформация грунта			Прочностные параметры		Модуль деформации E_0 МПа, при динамической нагрузке скоростью $\sigma=1,6 \cdot 10^9$ Па/с	
		Максимальное напряжение импульса σ_m , МПа	Скорость импульса σ , МПа/с	Временная характеристика импульса			ε_m	В том числе		Сила сцепления C , МПа		Угол внутреннего трения φ , град
				t_r , мс	t_n , мс	t_n/t_r		Упругие ε_y	Остаточные			
лессовый суглинок	1	0,40	360	4,6	2,4	0,52	0,1210	0,0086	0,1124	0,042	24°20'	36,0
	2	0,36	355	4,8	2,5	0,52	0,1215	0,0092	0,1123	0,040	24°40'	41,0
	3	0,38	370	4,7	2,45	0,52	0,1240	0,0126	0,1114	0,038	25°10'	41,20
	4	0,40	365	4,3	2,3	0,53	0,1310	0,0110	0,1200	0,029	25°10'	42,30
илистый	1	0,036	340	3,40	1,75	0,51	0,362	0,092	0,270	0,0004	3°10'	1,12
	2	0,042	320	3,10	1,60	0,52	0,356	0,086	0,270	0,00042	3°40'	1,14
	3	0,038	335	3,20	1,80	0,56	0,360	0,078	0,282	0,00036	3°30'	0,95
	4	0,040	325	3,15	1,70	0,54	0,366	0,088	0,278	0,00032	3°50'	0,96
заторфованный	1	0,028	224	2,80	1,32	0,47	0,560	0,242	0,348	0,0012	4°10'	0,72
	2	0,030	226	2,60	1,28	0,49	0,546	0,212	0,334	0,00098	3°40'	0,76
	3	0,027	222	2,50	1,40	0,56	0,520	0,220	0,300	0,00096	4°30'	0,88
	4	0,026	225	2,40	1,35	0,56	0,530	0,222	0,308	0,0011	4°40'	0,74

Таблица А.6

Прочность структуры илистых грунтов в зависимости от химико-минералогического состава их тонкодисперсной части

Пробы	Природная влажность, W , доли ед.	Пластичность, доли ед.		Влажность на границе текучести после подсушивания, W_l	Сопrotивление вдавлению конуса на 1 см в кг	Молекулярное отношение $SiO_2:R_2O_2$	Коэффициент пористости e_0
		W_p	W_l				
1	0,52	0,34	0,62	0,45	1,20	2,2	1,50
2	0,58	0,40	0,68	0,48	1,62	2,3	1,51
3	0,60	0,38	0,66	0,52	1,81	2,6	1,53

Таблица А.7

Величина корректировочного коэффициента m_k для глинистых грунтов

№ п/п	Вид грунтов	Значение m_k при коэффициенте пористости e_0						
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
1	Супесь	4,0	4,0	3,5	3,0	2,0	-	-
2	Суглинки	5,0	5,0	4,5	4,0	3,0	2,5	2,0
3	Глины	-	-	6,0	6,0	5,5	5,0	4,5

Примечание: для промежуточных значений e_0 значения m_k определяется интерполяцией.

Таблица А.8.

Коэффициенты η_ϕ , η_x , η_z , зависящие от соотношений сторон подошвы сооружений $a: b$

Соотношение сторон подошвы сооружений $a: b$	η_z	η_ϕ	η_x
0,2	1,3	2,31	0,52
0,3	1,21	2,36	0,53
0,4	1,19	2,40	0,53
0,5	1,17	2,44	0,54
1,0	1,14	2,83	0,50
1,5	1,15	3,22	0,45
2,0	1,17	3,54	0,42
3,0	1,21	4,15	0,37
5,0	1,30	5,45	0,29

Таблица А.9.

Необходимые параметры для статического и динамического расчета грунтового массива как основания подземных сооружений

№ п/п	Названия горных пород (грунтов)	Модуль деформаций E_0 , МПа		Коэффициент Пуассона		Модуль сдвига G , МПа		Коэффициент сжимаемости (при давл. 0,4 МПа) m_0 , МПа	
		стат.	дин.	стат.	дин.	стат.	дин.	стат.	дин.
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.	Песок крупный	20-40	25-45	0,25-0,45	0,27-0,35	14-20	15-27	0,012-0,016	0,010-0,014
2.	Песок средней крупности	16-30	20-35	0,23-0,25	0,24-0,26	9,2-21	10-22	0,018-0,02	0,015-0,018
3.	Мелкий песок:								
	-сухой	15-20	18-22	0,22-	0,24-	12-16	13 -	0,02 -	0,018-
	-маловлажный	8-15	9-16	0,25	0,26	-	18	0,03	0,020
	-влажный	5-10	6-12	-	-	-	-	-	-
	-водонасыщенный	2-5	3-6	-	-	-	-	-	-
4.	Пылеватый песок:								
	-сухой	8-10	9-12	0,22-	0,24-	6-7	6,5-	0,025 -	0,021-
	-маловлажный	4-7	5-8	0,25	0,26	-	7,5	0,035	0,030
	-влажный	2-5	3-6	-	-	-	-	-	-
	-водонасыщенный	1-2	1,5-2,2	-	-	-	-	-	-

Продолжение табл. А.9

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
5.	Супеси: - твердые $I_L < 0$ -пластичные $0 < I_L \leq 1,0$ -текучее $I_L > 1,0$	15-20 8-12 1-2	16-22 9-13 1,5-2,5	0,23- 0,25 -	0,24- 0,26 -	11-14 - -	12-15 - -	0,025- 0,035 - -	0,02- 0,025 - -
6.	Суглинки (и глины): -твердые $I_L < 0$ -полутвердые $0 < I_L \leq 0,25$ - тугопластичные $0,25 < I_L \leq 0,5$ - мягкопластичные $0,50 < I_L \leq 0,75$ - текучепластичные $0,75 < I_L \leq 1,0$ -текучее $I_L > 1,0$	20- (45) 12- (40) 10- (25) 6-(15) 4-(6) 1-(3)	22- (50) 13- (42) 11- (26) 7- (16) 5-(7) 1,5- (4)	0,23- 0,26 - - - - -	0,25- 0,30 - - - - -	14- (28) - - - - -	15- (30) - - - - -	0,016- 0,02 - - - - -	0,01- 0,016 - - - - -
7.	Лессовые супеси: $\gamma = 13,8 - 16,9 \frac{\kappa H}{\text{м}^3}; W =$ $0,04 - 0,08; \varphi = 25 -$ $28^\circ; c =$ $0,05 - 0,08 \text{ МПа}; \varepsilon_{sl} =$ $0,107 - 0,14$ —относительная просадочность.	20-24	22- 26	0,22- 0,30	0,25- 0,35	14- 16	15- 18	0,025- 0,03	0,18- 0,22
8.	Лессовые суглинки: $\gamma = 14,5 - 17,5 \frac{\kappa H}{\text{м}^3}; W =$ $0,04 - 0,09; \varphi = 23 -$ $26^\circ; c =$ $0,07 - 0,21 \text{ МПа}; \varepsilon_{sl} =$ $0,110 - 0,22$	20-26	22- 28	0,23- 0,25	0,25- 0,30	14- 20	15- 26	0,036- 0,042	0,028- 0,030

Продолжение табл. А.9

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
9.	<p>Монтмориллонитовые набухающие глины: $\gamma = 15,6 - 19,6 \frac{\kappa H}{\text{м}^3}$; $W = 0,06 - 0,08$; $\varepsilon_{sw} = (0,3 - 0,45)$- относительное набухание $K_0 = 10^4 - 2 \cdot 10^4 \frac{\kappa H}{\text{м}^3}$ -- коэффициент жесткости (коэф. постели оснований из набухающих глин). Максимальное свободное набухание $u_0 0,4 - 0,6 \text{ м}$; $W_L = 0,3 - 0,75$; $W_P = 0,13 - 0,55$; $I_L = 0,25 - 0,42$; Диапазон уплотняющих давлений – $P = 0,05 - 0,4 \text{ МПа}$; сила набухания – $P_n = 1,5 \text{ МПа} = 150 \frac{\text{тс}}{\text{м}^2} = \frac{1500 \text{ кН}}{\text{м}^2}$ или от $1,2 - 1,8 \text{ МПа}$ в срок до 8 сут. Реологические параметры: $\beta = 0,8 - 0,942$; $\alpha = 0,03 - 0,0533 \text{ сут}^{-1}$, траектория набухания – парабола квадратичная: $W(x) = cx^2$, где $c = 0,09 \text{ м} \approx 10^{-2} \text{ м}^{-1}$; или траектория деформирования основания: $S = C(x - \alpha)^2$, где α – половина бугра набухания, x – произвольная сечения.</p>	25-35 18-40	30- 40 20- 45	0,3- 0,35	0,31- 0,36	17- 26	18- 30	0,028- 0,032	0,022- 0,026

Примечание: 1. Данные для суглинка и глины в скобках приведены показатели глины.

2. Параметры в таблице: I_L – число консистенции глины; γ – удельный вес; W – природная влажность; W_L – предел текучести; W_P – предел раскатывания; c – сила сцепления; φ – угол внутреннего трения; остальные обозначения приведены в таблице А.10.

Таблица А.10

Физико-механические показатели грунтов на строительной площадке

№ слое в	Название грунтов	удельный вес частицы γ_s , кН/м ³	удельный вес γ , кН/м ³	природная влажность W , доли ед.	коэффициент пористости e_0	коэффициент фильтрации K_f , м/сут.	угол внутреннего трения φ , град.	сила сцепления c , МПа	модуль общей деформации E_0 , МПа	коэффициент сжимаемости m_0 , МПа ⁻¹
1	Намывной песок средней крупности и средней плотности	26,5	17,7	0,06	0,587	14,6	28 °30'	0,016	30,0	0,08
2	Торф слаборазложивши йся	14,8	10,2	0,16	0,683	0,066	4 °30'	0,008	0,42	0,56
3	Лессовидный суглинок II типа по просадочности	26,9	15,4	0,05	0,834	1,2	18 °30'	0,054	Проса- доч.	-

Таблица А.11

**Физико-механические свойства коренных пойменных отложений под
намывными песчаными грунтами**

Намывные грунты	Природная влажность, W доли ед.	Удельный вес грунта, γ , кН/м ³	Удельный вес частиц грунта γ_s , кН/м ³	Коэффициент пористости, e_0	Коэффициент фильтрации, k_f , м/сут	Угол внутреннего трения, φ°	Сила сцепления, C, МПа	Модуль общей деформации, E_0 , МПа	Коэффициент сжимаемости, $m_{сж}$, см ² /Н
Торф	6-12	11-14	16,6	1,92- 5,2	0,5	10-12	0,001- 0,005	0,08-0,4	0,22- 0,67
Слабо разложи- вшийся торф	10-20	9,15- 1,05	16,0	5,4-5,9	0,04- 0,06	0-5	0,005- 0,03	0,21- 0,26	0,24- 0,69
Заторфо- ванная супесь	4-6	14,4- 14,7	22,2- 23,1	2,29- 2,35	0,02- 0,025	22	0,014- 0,016	2,4-2,6	0,02- 0,05
Запылен- ная супесь	2-3	14,5- 14,6	23,4- 23,6	1,6- 2,32	0,07- 0,08	15-16	0,013- 0,015	1,0-1,2	0,05- 0,12
Заторфо- ванный суглинок	6-8	14,0- 14,2	22,3- 22,4	2,45- 2,90	0,018- 0,002	21-22	0,014- 0,016	2,4-2,5	0,06- 0,16
Запылен- ный суглинок	3-5	14,4- 14,6	23,4- 23,6	1,5-2,2	0,006- 0,008	14-15	0,013- 0,015	0,9-1,15	0,08- 0,14
Алюви- альный песок	0,08	18,2- 18,4	26,2- 26,5	0,56- 0,61	10-12	28-30	0,001- 0,0015	22-25	0,007- 0,008
Пылева- тый песок	0,08- 0,09	18,5- 18,8	26,5- 26,7	0,68- 0,72	0,25- 0,30	25-26	0,002- 0,0025	16-18	0,007- 0,01
Мелкий песок	0,06- 0,08	18,8- 18,9	26,4- 26,7	0,7- 0,74	0,28- 0,33	26-27	0,003- 0,0035	18-20	0,002- 0,004
Спонди- ловая глина	0,18- 0,22	19,4- 19,6	27,4- 27,6	0,76- 0,84	-	13-15	0,6-0,65	20-22	0,01- 0,02
Лесс	0,02- 0,1	13,6- 15,8	26,5- 27,7	0,85- 1,30	1,0-1,2	20-22	0,05- 0,06	Проса- дочный	

Таблица А.12

Значения безразмерных коэффициентов

Угол внутреннего трения $\varphi_{\text{п}}$, град	Коэффициенты			Угол внутреннего трения $\varphi_{\text{п}}$, град	Коэффициенты		
	M_{γ}	M_q	M_c		M_{γ}	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,82
16	0,36	2,43	4,99	39	2,23	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Таблица А.13

Коэффициенты γ_{c1} и γ_{c2}

Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же, при $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

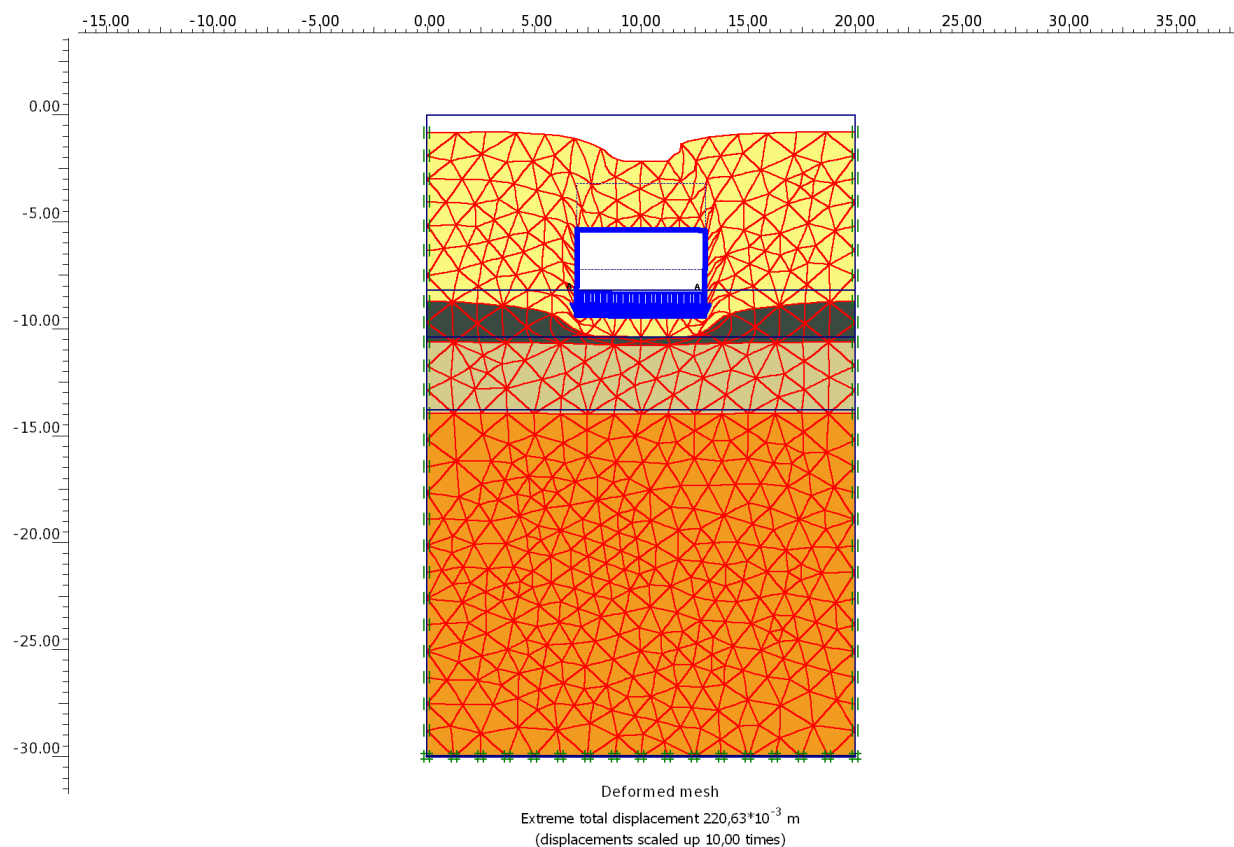


Рис. Б. 1. Деформированная сетка

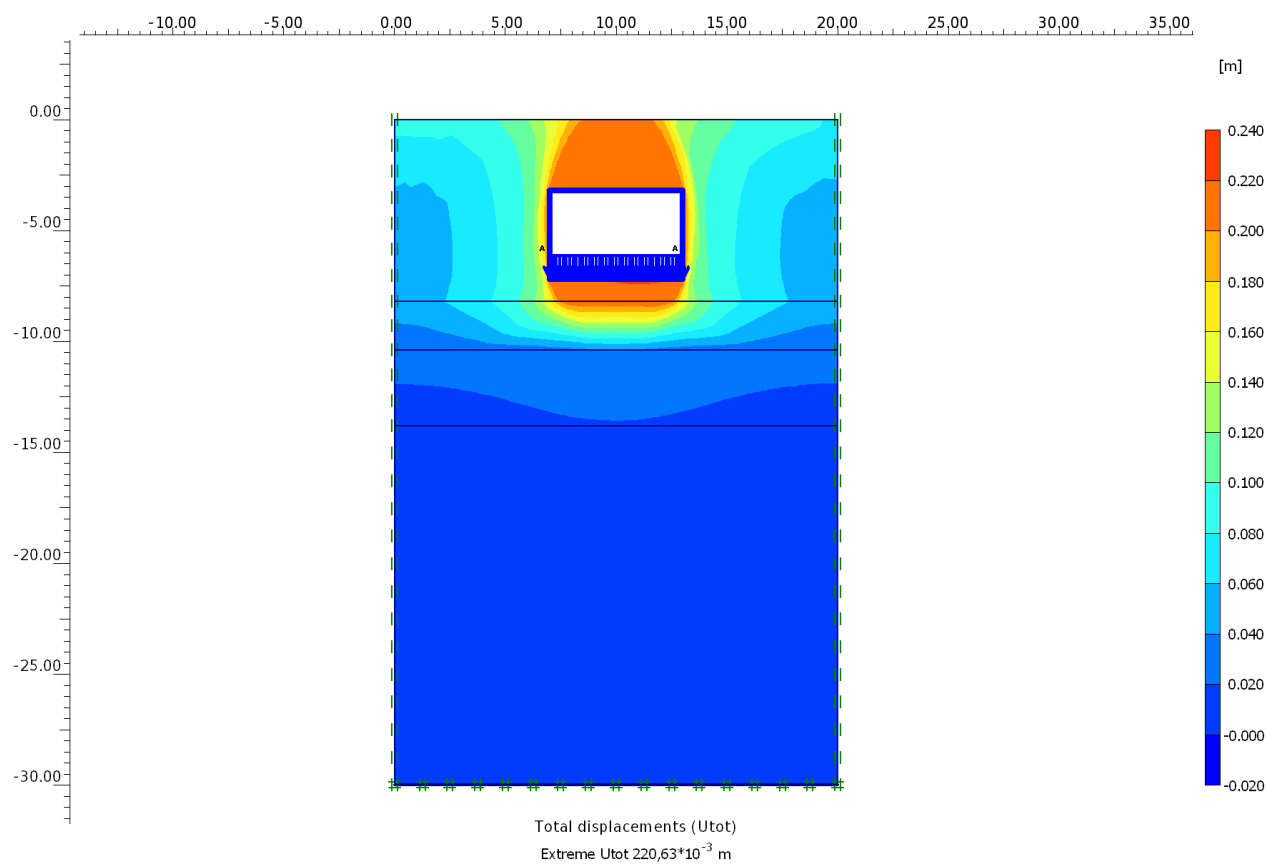


Рис. Б. 2. Суммарные перемещения

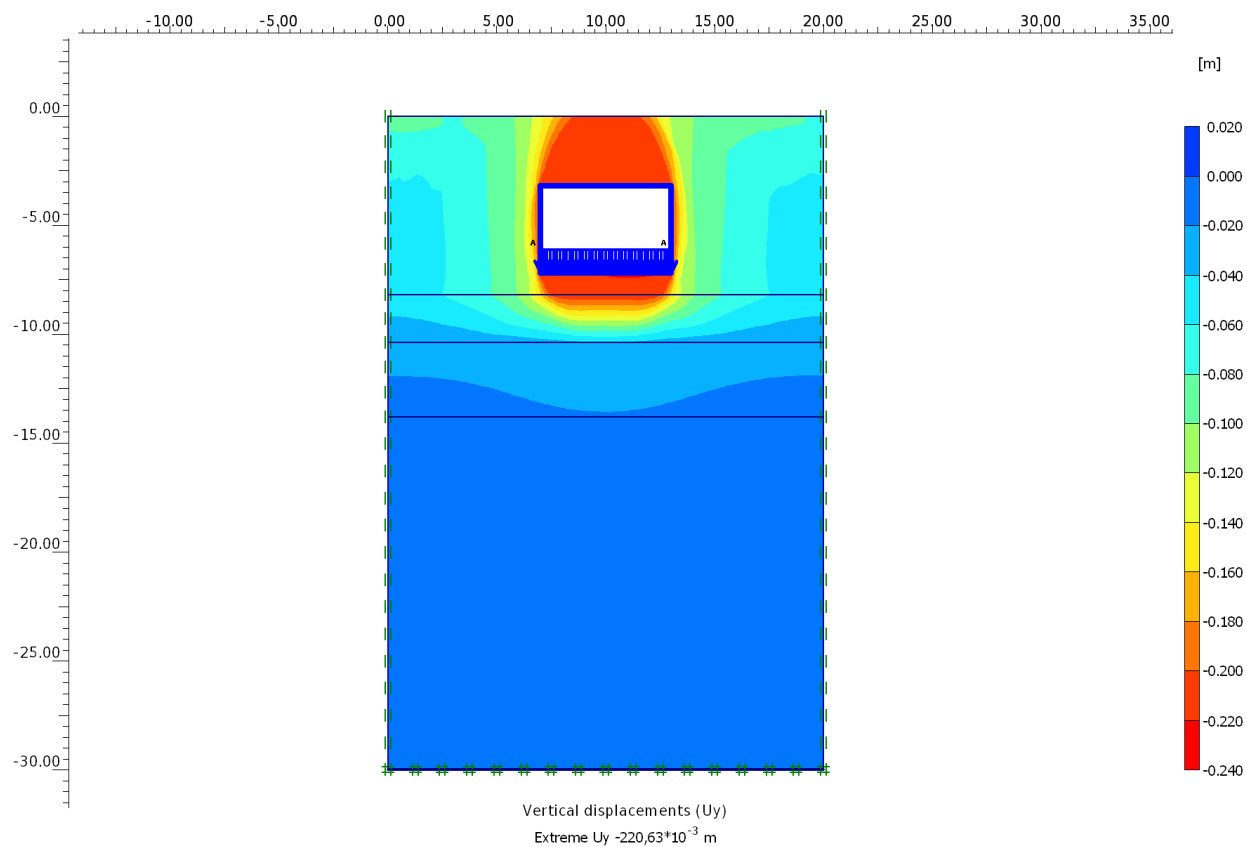


Рис. Б. 3. Вертикальные перемещения

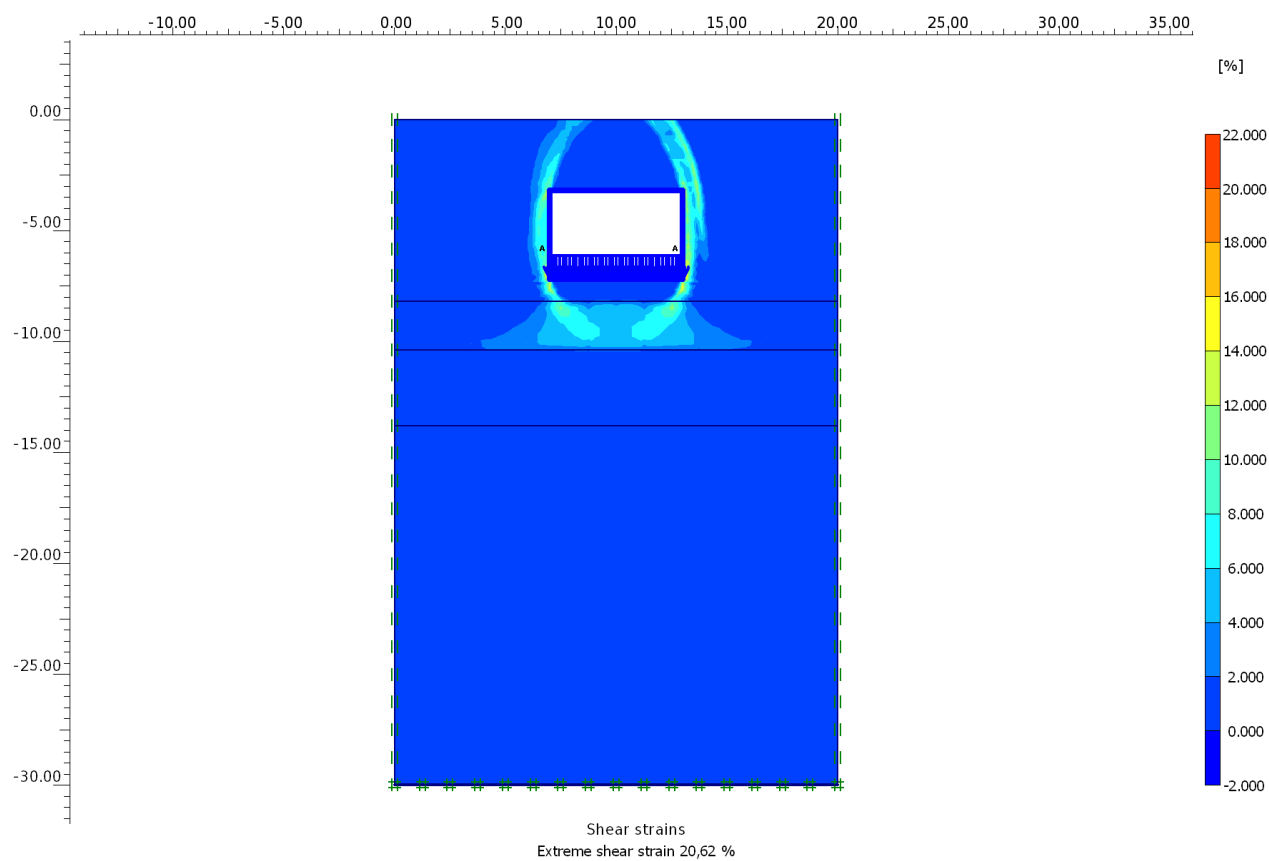


Рис. Б. 4. Сдвиговые деформации

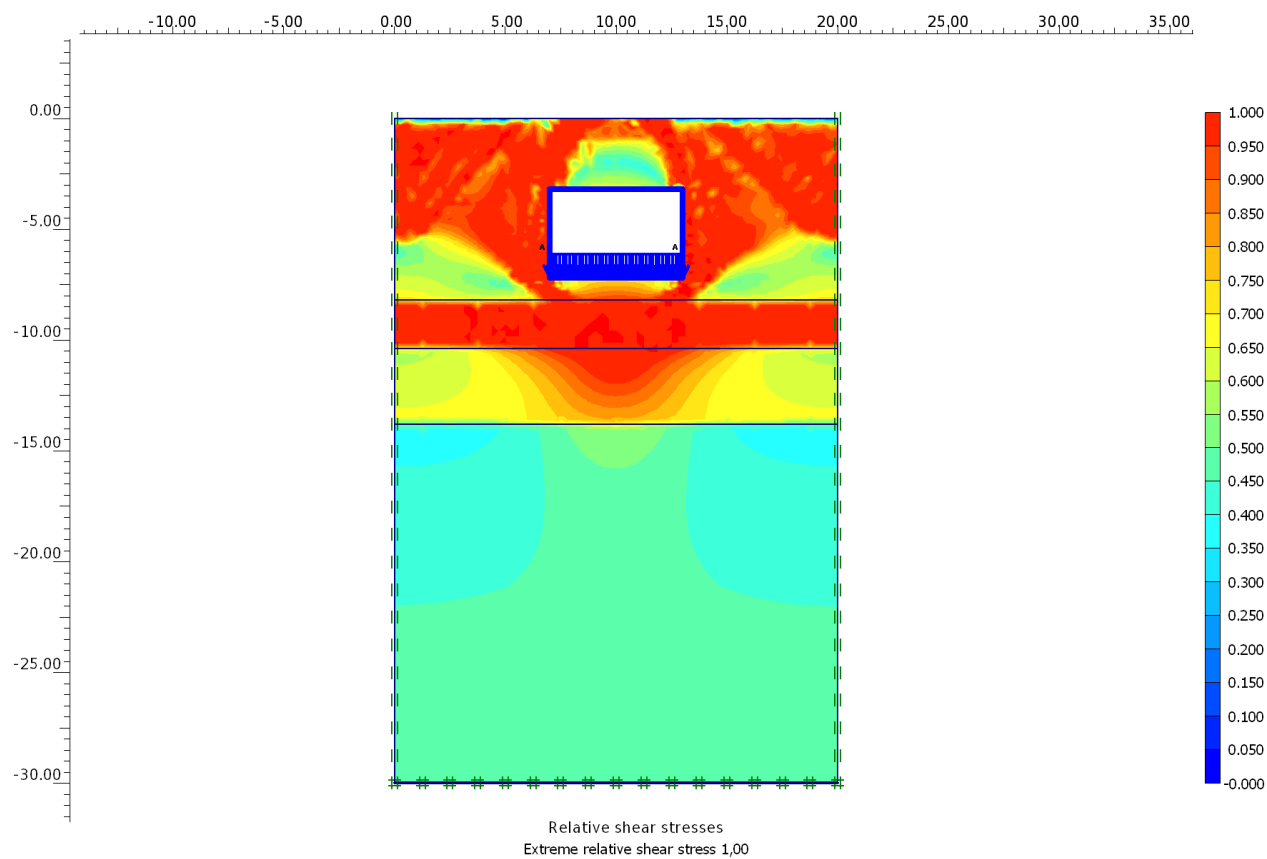


Рис. Б. 5. Относительные сдвиговые напряжения

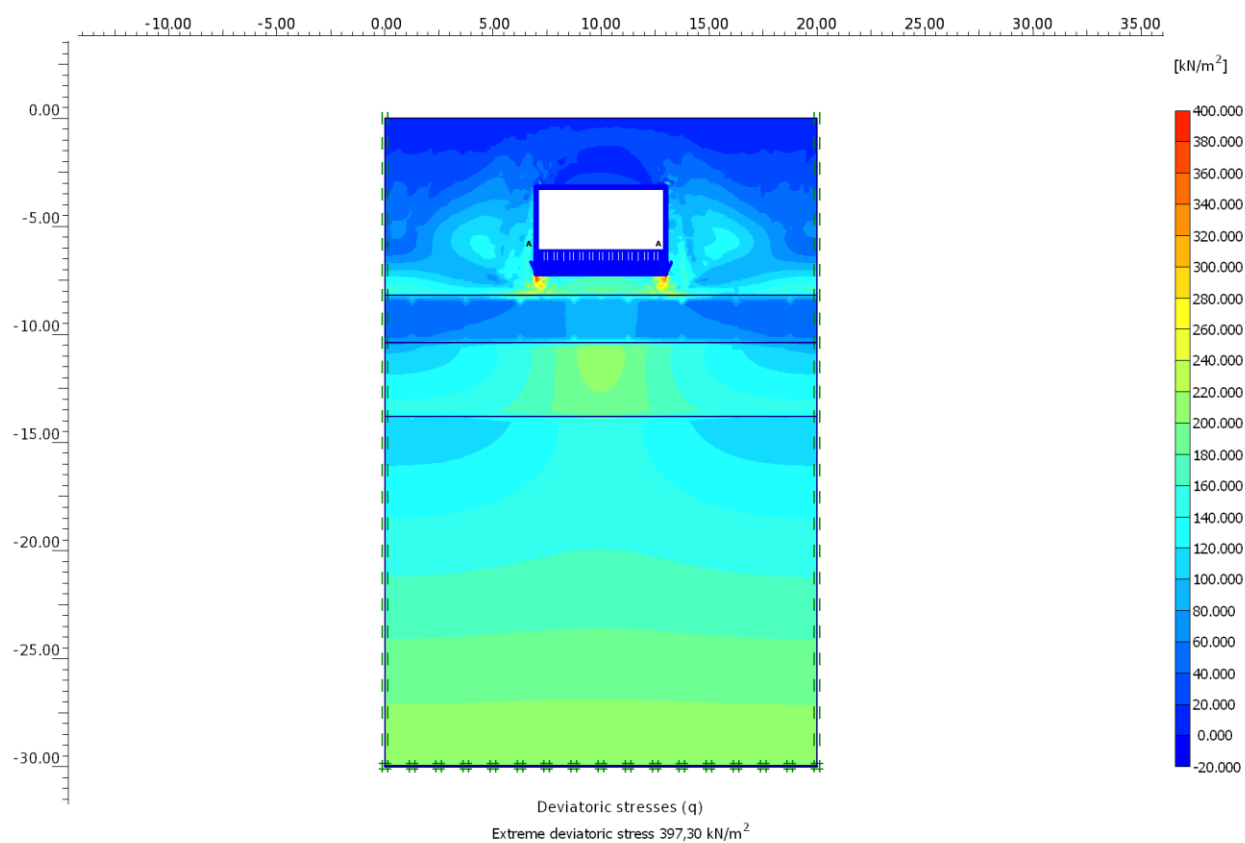


Рис. Б. 6. Напряжения отклонения

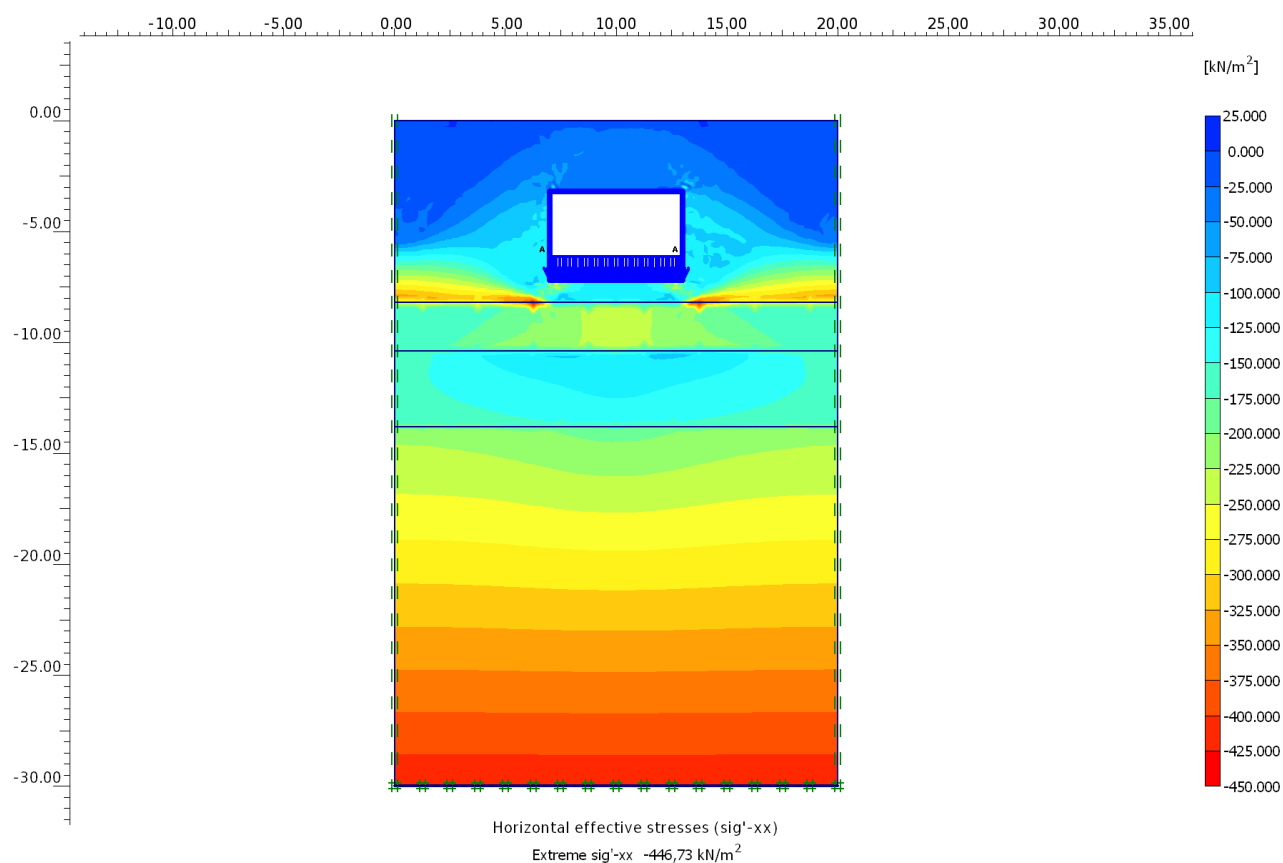


Рис. Б. 7. Горизонтальные эффективные напряжения

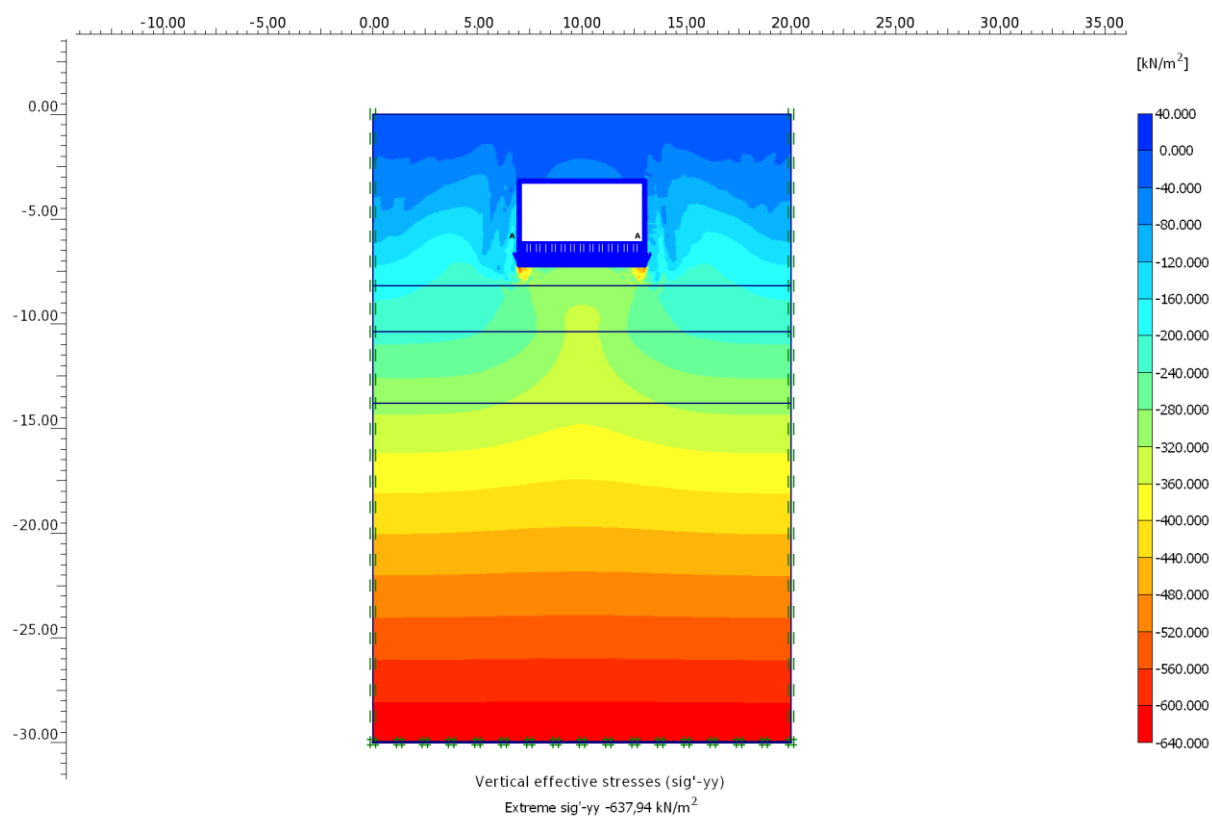


Рис. Б. 8. Вертикальные эффективные напряжения

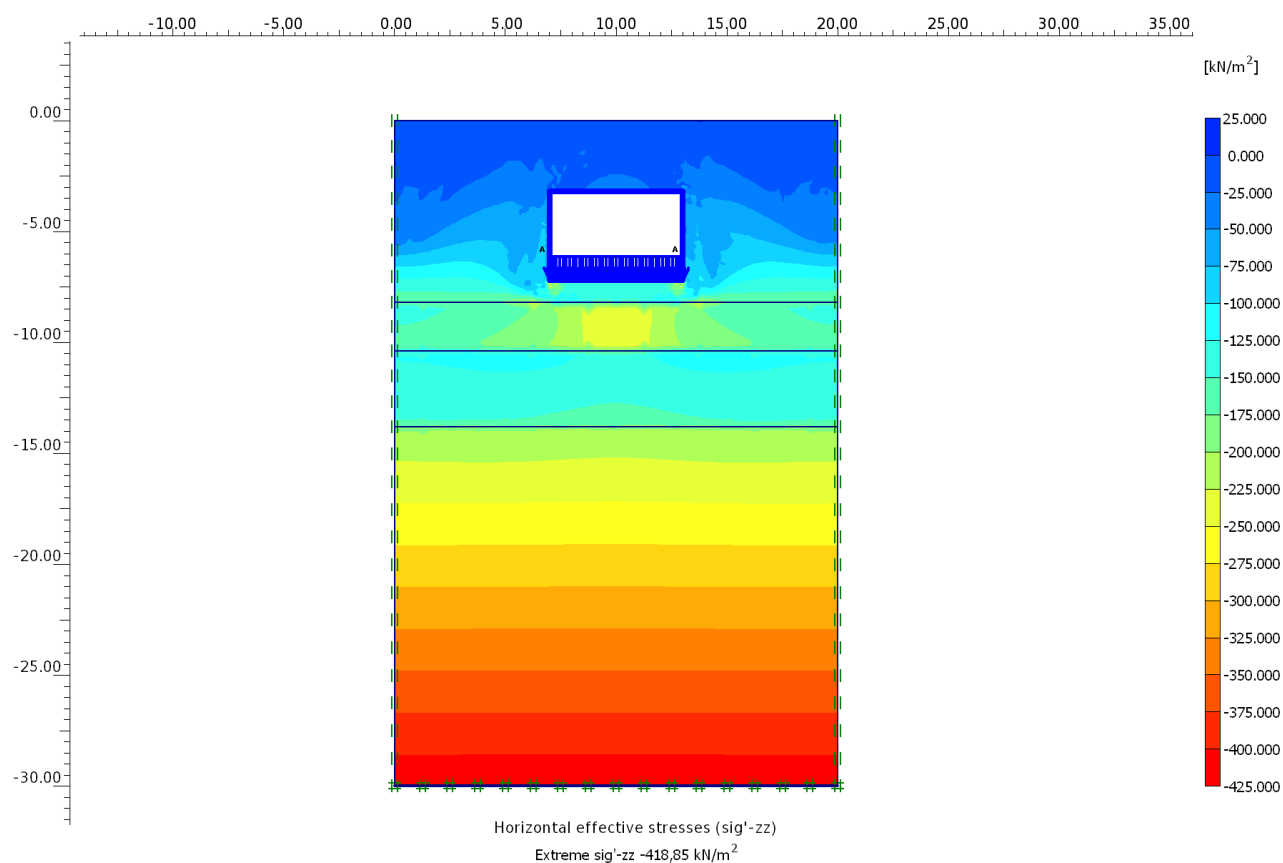


Рис. Б. 9. Горизонтальные эффективные напряжения

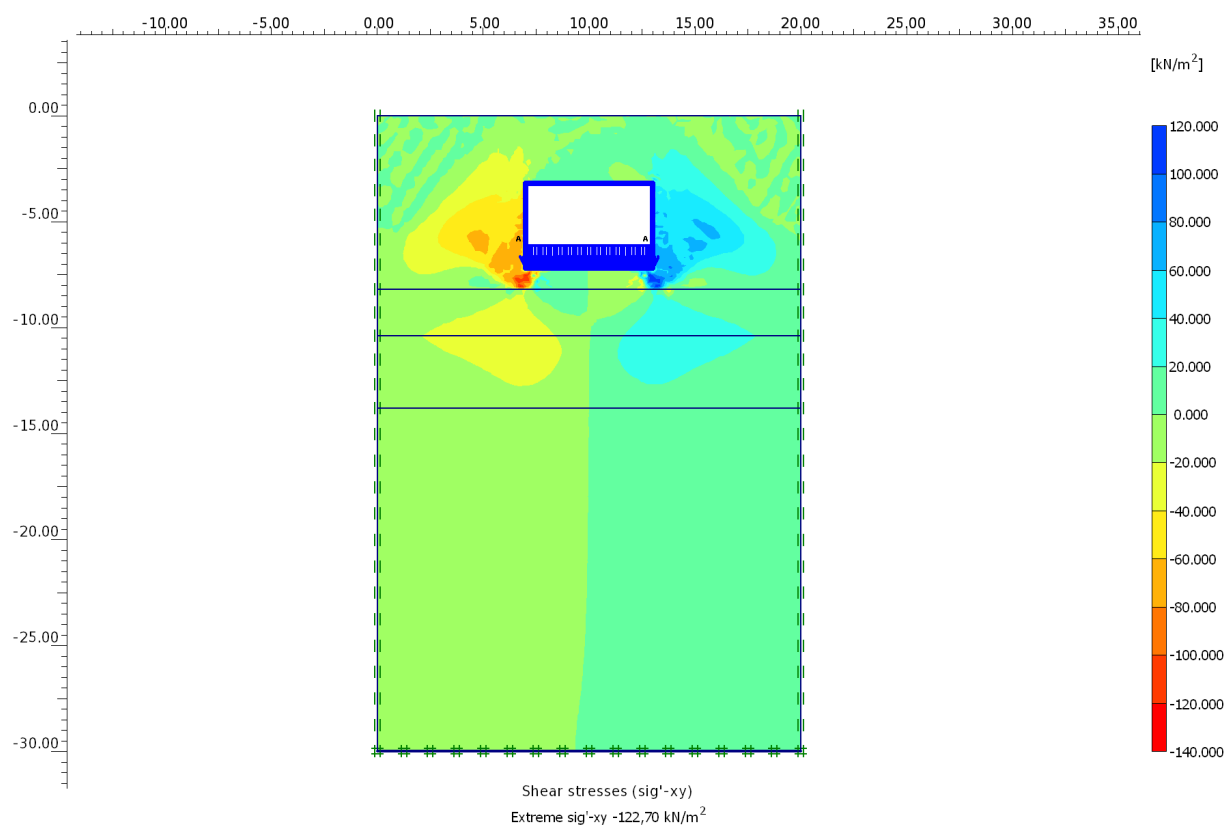


Рис. Б. 11. Сдвиговые напряжения

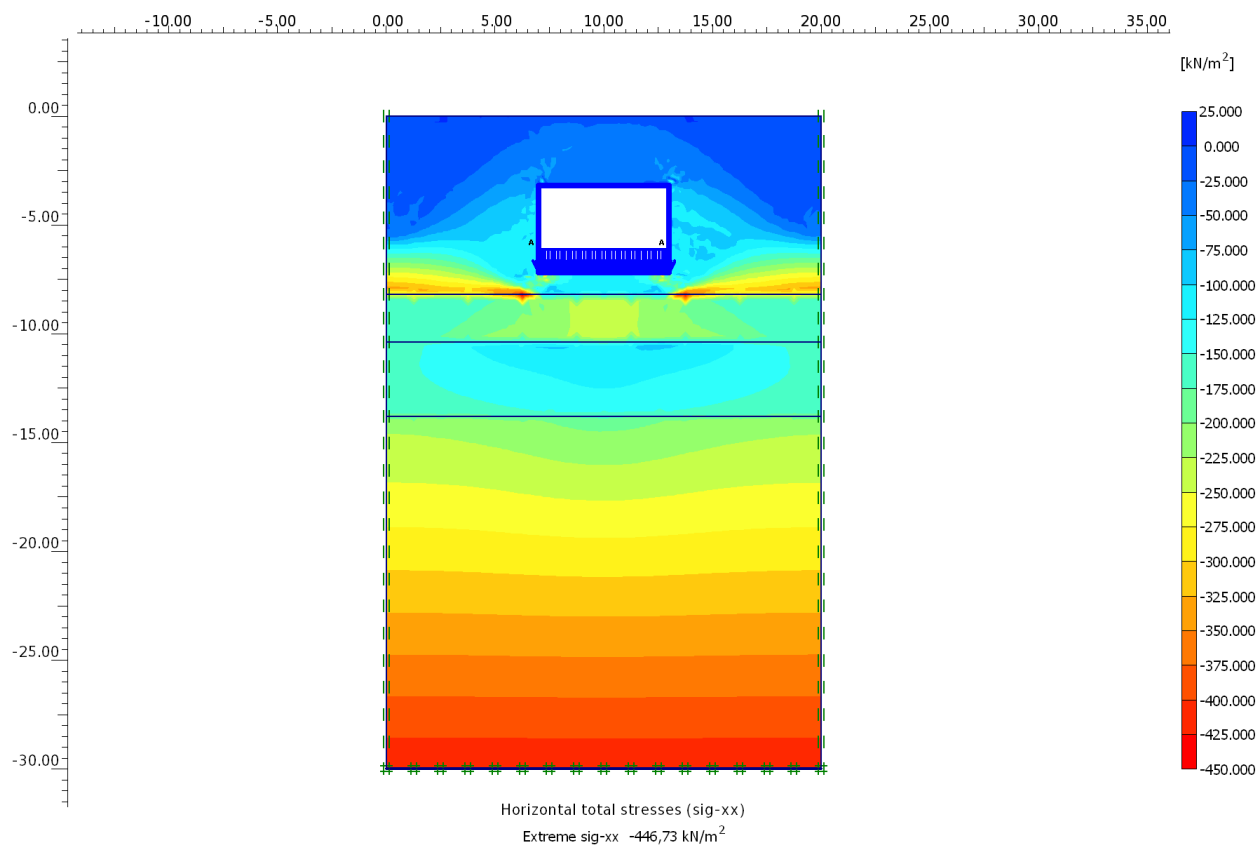


Рис. Б. 12. Полные горизонтальные напряжения

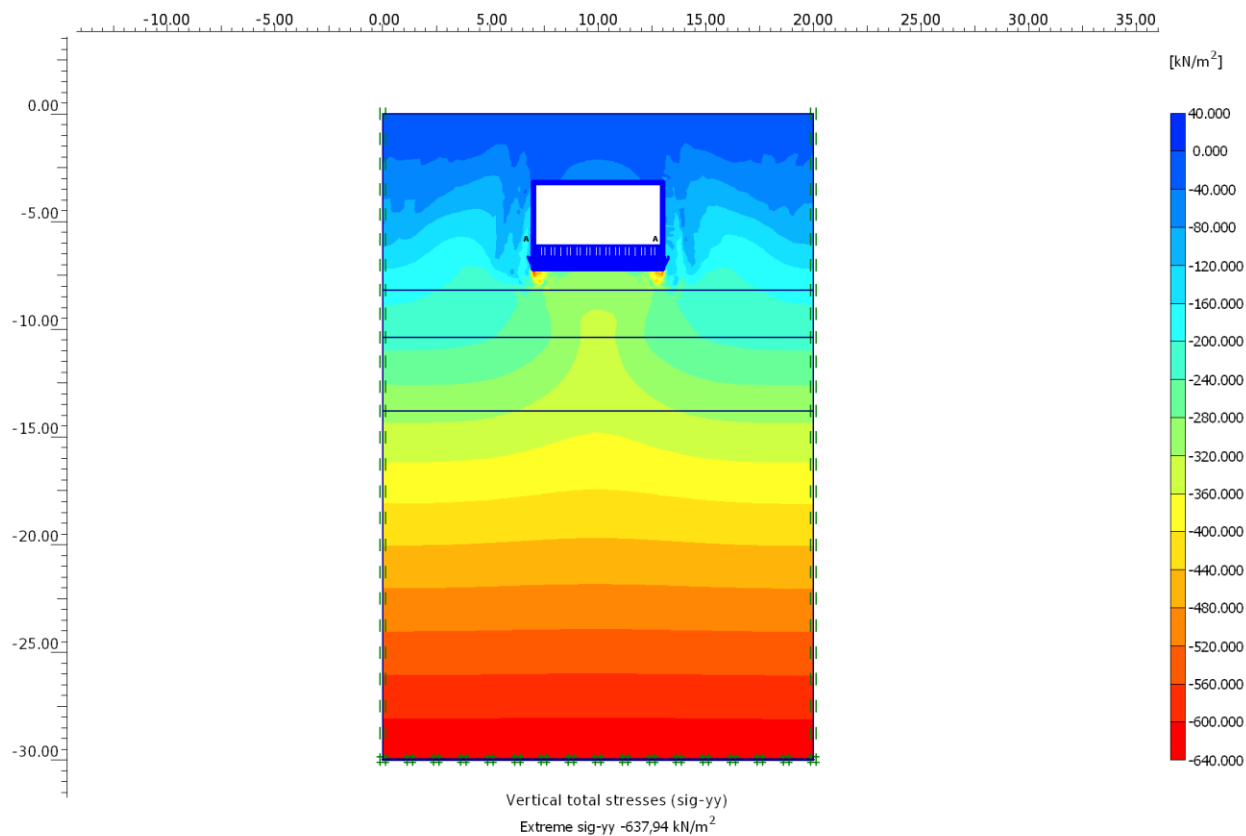


Рис. Б. 13. Полные вертикальные напряжения

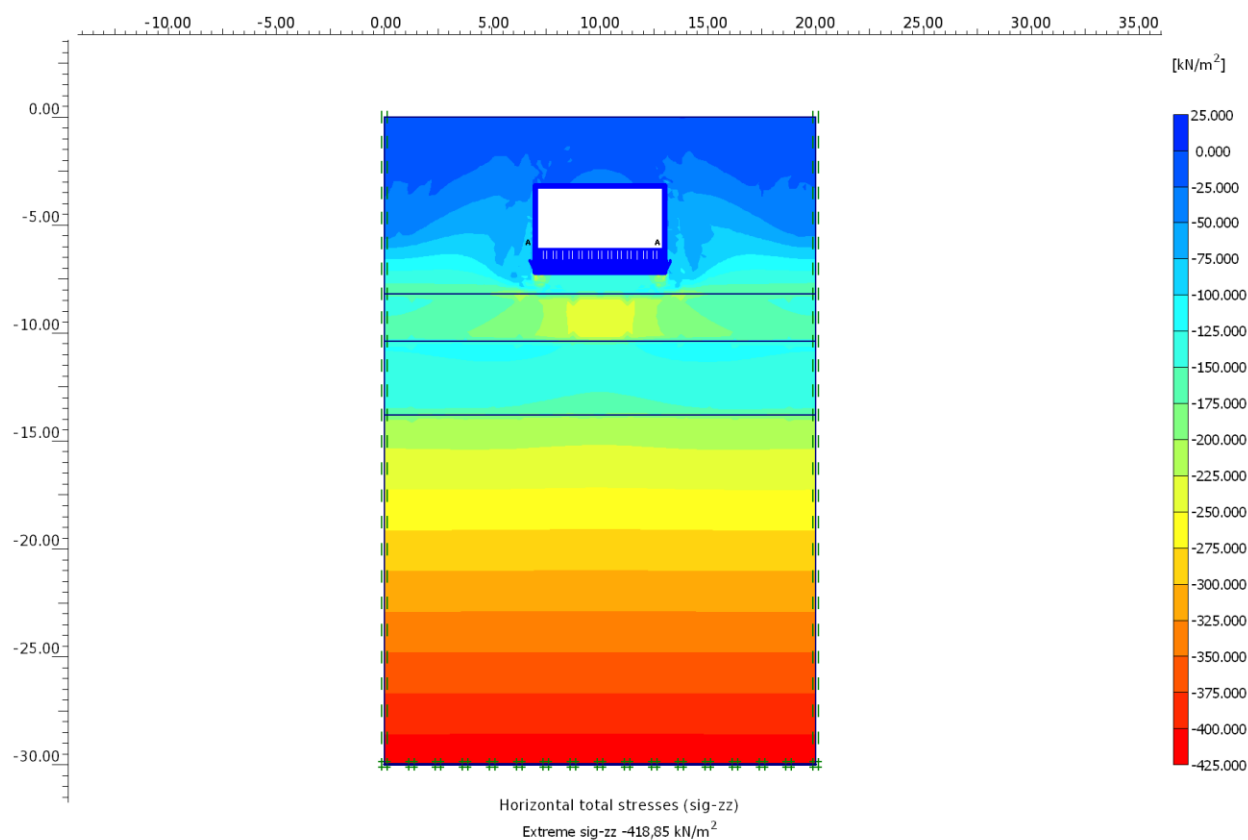


Рис. Б. 14. Полные горизонтальные напряжения

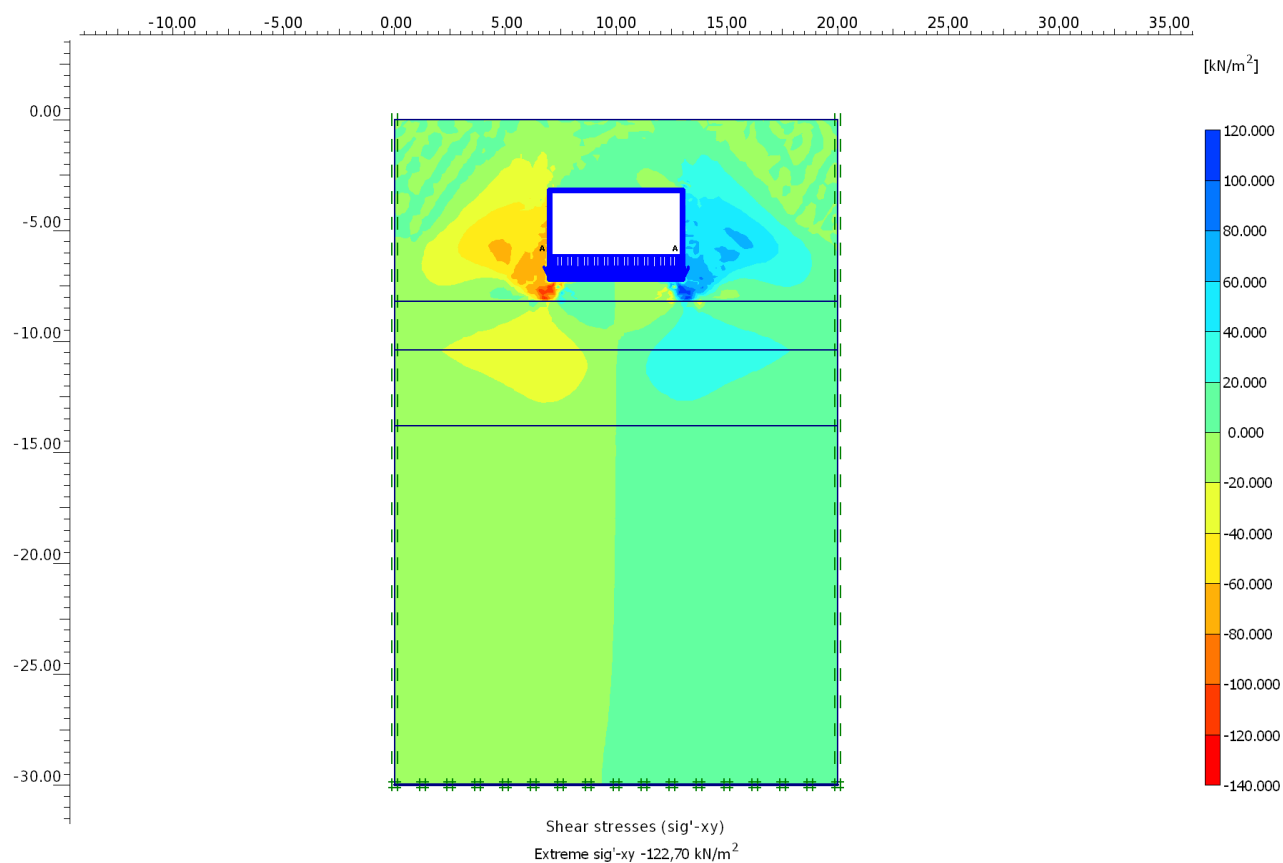


Рис. Б. 15. Сдвиговые напряжения

ПРИЛОЖЕНИЕ В
СПРАВКА О ВНЕДРЕНИИ ДИССЕРТАЦИОННОЙ РАБОТЫ

ЧФ «УКРРОСУГЛЕМАШСЕРВИС»

Тел: +38(062) 345 -88-74, +38(050) 328-46-23, +38(067) 620-46-55
 За/6 пр. Мира, Донецк, 83050, Украина, Код ОКПО 20377008
 р/с 26003010050703 ОАО ВТБ Банк, Киев, Украина, МФО 321767
 E-Mail: root@mashserv.donetsk.ua • www.mashserv.donetsk.ua
 E-Mail: A.Lutyj@mail.ru (личный)



07 Сентября 2014

По месту требования

Справка

О внедрении результатов исследований в практике строительства.

Результаты исследований Мани Агадауди Джольфаи по увеличению размеров подошвы подземного сооружения при строительстве позволяют внедрить в «шлам-бассейне» взамен свайного фундамента из буронабивных свай диаметром 620 мм, длиной 12 м, упирание подошвы плиты по периметру 1,45 м. Строительная площадка под сооружением «шлам-бассейна» состоит из крупного песка с включением гравия и условным расчетным давлением $R_0 = 0,5 \text{ МПа}$ и параметрами прочности $\varphi = 40^\circ 20'$, $c = 0,025 \text{ МПа}$, $\gamma_s = 26,7 \text{ кН/м}^3$, $\gamma = 16,8 \text{ кН/м}^3$, $W = 0,08$, но малой толщины под подошвой сооружения, составляющей от $0,86 \div 1,1 \text{ м}$.

Подстилающим слоем под крупным песком является лессовидный суглинок с техническими характеристиками $\gamma_s = 26,2 \text{ кН/м}^3$, $\gamma = 14,3 \text{ кН/м}^3$, $W = 0,11$, $c = 0,0185 \text{ МПа}$, $\varphi = 22^\circ 10'$, $R_0 = 0,186 \text{ МПа}$, глубиной 6,2 м.

Учитывая, что толщина слоя из крупного песка под подошвой сооружения имеет малую толщину $0,86 \div 1,1 \text{ м}$, а подстилающий лессовидный суглинок относится к просадочным грунтам I-го типа по просадочности, проектировщики применяли свайные фундаменты. Под сооружением «шлам-бассейна» ямного типа размером в плане $6 \times 40 \times 3,2 \text{ м}$ были приняты 210 шт буронабивных свай $d = 620 \text{ мм}$, $l = 12 \text{ м}$.

Под «шлам-бассейном» согласно результатов исследований Мани Агадауди Джольфаи были приняты взамен свайного фундамента с ростверком обычные железобетонные дополнительные плиты с уширением по периметру днища 1,45 м, что позволило сэкономить 210 шт буронабивных свай диаметром 620 мм, длиной 12 м, материалы ростверка заменили дополнительной плитой и сэкономили на бурении скважин для буронабивных свай.

При этом условное расчетное давление под подошвой сооружения с увеличением размеров подошвы за счет дополнительной плиты составило $R_0 = 0,096 \text{ МПа}$, которое значительно меньше, чем $R_0 = 0,186 \text{ МПа}$, которое было принято для просадочного лессовидного суглинка.

Замена свайного фундамента дополнительной плитой позволила сэкономить 840 тыс. гривен на одном объекте.

Директор ЧФ «Укрросуглемашсервис»



Лютый А.П.